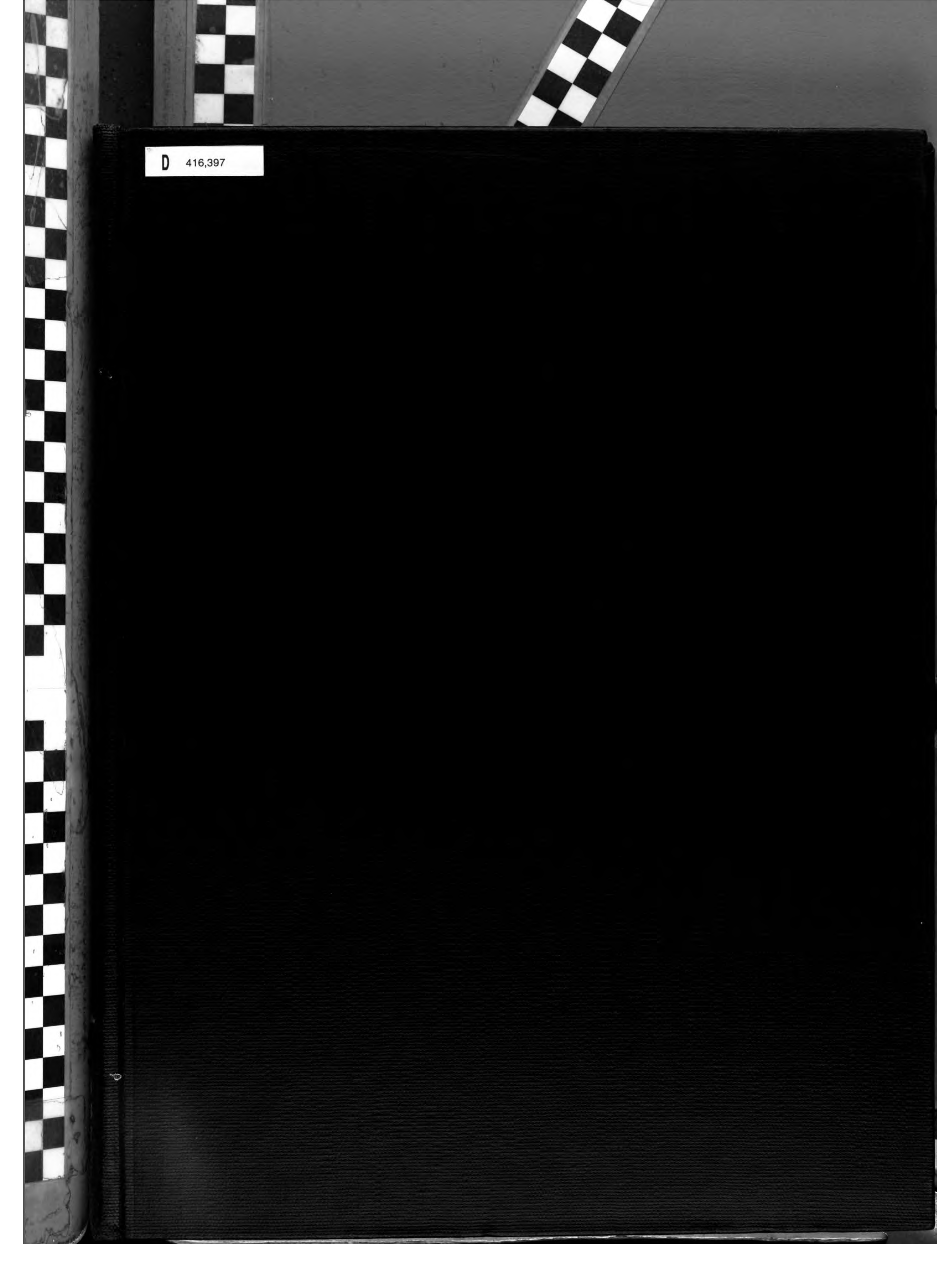



D 416,397



ZEITSCHRIFT

für

Architektur und Ingenieurwesen.

HERAUSGEGEBEN

von dem

Vorstande des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.

Schriftleiter: Geheimer Baurat, Professor **W. Schleyer.**

Jahrgang 1917.

(Band LXIII; der neuen Folge Band XXII.)

Inhalt des dreiundsechzigsten Bandes,

des zweiundzwanzigsten Bandes der neuen Folge.

Bauwissenschaftliche Abhandlungen.

Hochbau, Aesthetik.

Ingenieurbau, Wasser- und Eisenbahnbau.

Theoretische Untersuchungen.

Kleine Mitteilungen.

Zeitschriftenschau.

Bücherschau.

Alphabetische Inhaltsangabe.

ZEITSCHRIFT

für

Architektur und Ingenieurwesen.

Herausgegeben

von dem

Vorstande des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.

Schriftleiter: Geheimer Baurat Professor **W. Schleyer** in Hannover.

Jahrgang 1917. Heft 1.

(Band LXIII. Band XXII der neuen Folge.)

Erscheint jährlich in sechs Heften.

Jahrespreis 22 Mark 60 Pfg.

Der Verkaufspreis der Zeitschrift beträgt im Buchhandel 22.60 Mark, für Mitglieder des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine 14.00 Mark, für Studierende der Technischen Hochschulen 9.60 Mark.

Inhalt:

Wiesbaden.

C. W. Kreidel's Verlag.

1917.

ZEITSCHRIFT
für
Architektur und Ingenieurwesen.

Herausgegeben
von dem Vorstande des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.
Schriftleiter: Professor **W. Schleyer**, Geheimer Baurat.

Jahrgang 1917. Heft 1.
(Band LXIII; Band XXII der neuen Folge.)

Erscheint jährlich in 6 Heften.
Jahrespreis 22,60 Mark.

Bauwissenschaftliche Abhandlungen.

Holzkirchen in Galizien.

Von **Franz Krüger**, Architekt (Lüneburg), z. Z. im Felde.

Von den malerisch unter hohen Bäumen meist inmitten der Dörfer und größeren Orte Galiziens und der angrenzenden österreichisch-ungarischen Landesteile liegenden Holzkirchen ist meines Wissens nach wenig in deutschen Zeitungen bekannt geworden. Sie müssen noch

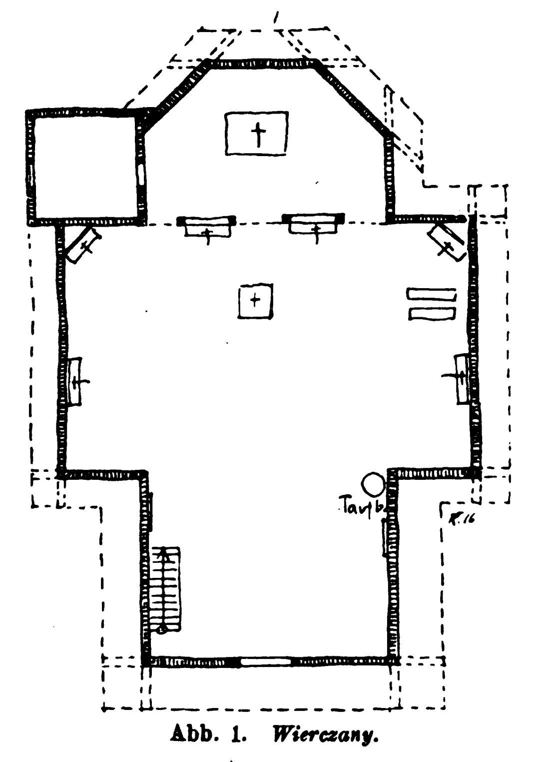


Abb. 1. *Wierczany.*

zahlreich vorhanden sein; in der Umgebung von Stryj stößt man fast in jedem Dorfe auf eines dieser reizvollen alten Bauwerke; aus Postkarten und Briefen sind mir eine ganze Reihe bekannt geworden; in Berichten von der Ostfront findet man ihrer Erwähnung. Es wäre außerordentlich lohnend, sie genauer zu untersuchen, in Zeichnung und Bild festzuhalten. Nicht allein die Prachtbauten in den Städten, sondern gerade die einfachen Bauten in den Dörfern, die alle malerisch und der Natur besonders angepaßt erscheinen. Schwebt doch gerade über diesen an sich schon vergänglichen und wenig feuersicheren Bauwerken das Verhängnis des sang- und klanglosen Verschwindens in einer Zeit, deren kirchliche Bedürfnisse über diese bescheidenen Werke der Vergangenheit hinausgewachsen sind. In Ubersko bei Stryj steht ein kalter,

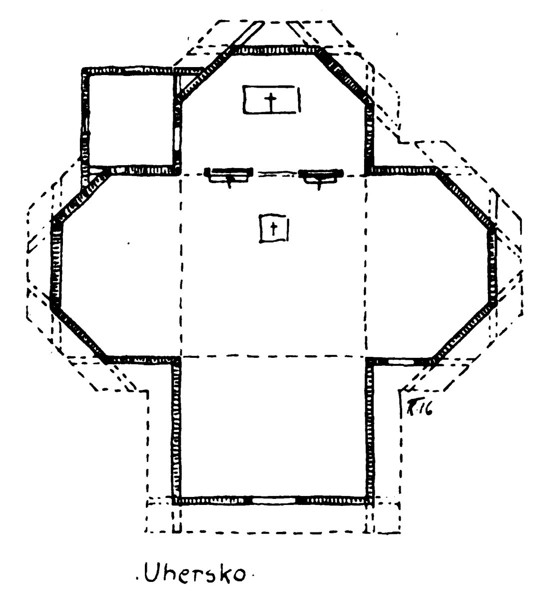


Abb. 2.

verputzter, massiver Kirchenneubau, noch unfertig, so dicht hinter dem alten, hölzernen, sehr interessanten Zentralbau, daß vom Chor schon hat das Schutzdach entfernt werden müssen. Ist der Neubau erst fertig, dann fällt sicher das alte Kirchlein der Axt zum Opfer. Auch der Krieg hat manche alte Holzkirche schon vernichtet. — Was ich im

folgenden geben kann, sind nur flüchtige Eindrücke, im Felde gesammelt in wenigen freien Stunden. Sie mögen die schöne Aufgabe, die hier noch erfüllt werden soll, andeuten.

Die Dörfer Galiziens sind von außerordentlicher malerischer Schönheit. In der Umgebung von Stryj liegen sie wie Oasen in der weiten, flachen, fruchtbaren Ebene. Die kleinen weißen Häuser unter schwerem Strohdach



Abb. 3. *Wierczany.*

sind umgeben von alten Obstbäumen, die einzelnen Höfe eingefriedigt mit von Pflanzen überwucherten, aus Zweigen geflochtenen oder aus Brettern bestehenden, Zäunen, die von hohen Bäumen beschattet werden. Am ursprünglichsten erhalten sind die Ruthenendörfer, die sich meist durch unregelmäßige Anlage, rundliche Einfriedigung der Höfe und die dadurch entstehenden, seltsam anziehenden Gassenbilder von den meist längs der Landstraße oder

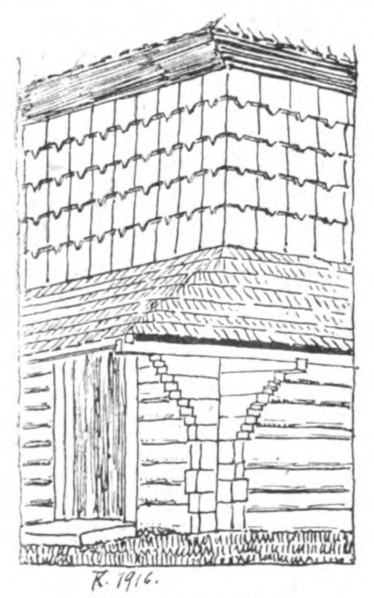


Abb. 4. *Wierczany.*

an geordneten Wegen liegenden, gleichmäßig viereckig begrenzten und auch sauberen Polendörfern unterscheiden. Letztere sind leider durch häßliche moderne Bauten stärker verschandelt als die anscheinend ärmeren Ruthenendörfer. Unglaublich häßlich wirkt vor allem das sehr verbreitete bunte Zementziegeldach. Wie es scheint, muß auch hier der Sinn für Erhaltung der alten schlichten Dorfbilder erst noch geweckt werden.

Fast immer mitten im Dorfe steht die altersgraue Holzkirche unter hohen Laubbäumen, westlich davon, manchmal zugleich als Eingangsportal zum Kirchplatze ausgebildet, der hölzerne Glockenturm. Der Kirchplatz wird umgeben von einem schlichten Holzzaun, meist aus wagerecht angeordneten breiten Brettern.

Die Kirchen sind durchweg Blockwerksbauten, die Glockentürme zum Teil auch; die einfacheren in den Dörfern, namentlich in der Umgebung von Stryj, dagegen Ständerwerksbauten. Das Material ist fast immer Eichenholz; ausgedehnte Wälder sind noch heute vorhanden, in früheren Jahren muß das Land noch viel waldreicher gewesen sein.



Abb. 5. *Uhersko.*

Denn auch im Wohnhausbau ist zu den Wänden durchweg Holz verwendet worden, sogar in der Stadt Stryj selbst. Der große Brand von 1886, der fast die ganze Stadt in Asche legte, konnte nur aus diesem Grunde so verheerend wirken. Die älteren Wohnhäuser sind zum Teil als Blockwerksbauten errichtet, die jüngeren dagegen

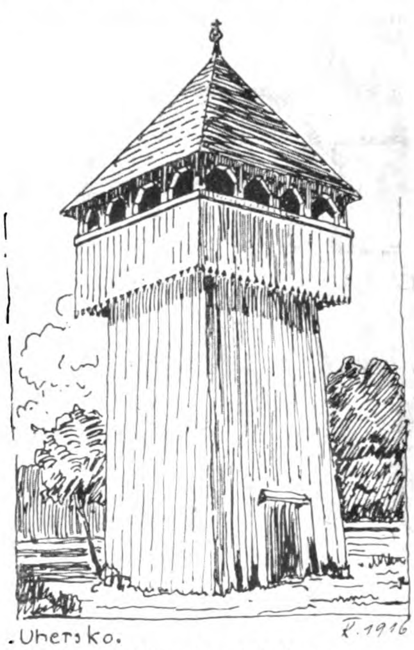


Abb. 6. *Uhersko. Glockenturm.*

immer als Ständerwerksbauten ohne Riegel; die Felder zwischen den horizontalen Schwellen und Dachrahmen und den senkrechten Ständern werden mit wagerechten Balken ausgefüllt, die in den Ständer eingezapft sind. Entweder bleiben dann diese Wände roh stehen, oder sie werden mit Latten benagelt und erhalten dann einen Lehmüberzug. Neuerdings werden die Felder anstatt der Balken mit Brettern ausgefüllt und diese mit Lehm verputzt.

Dem Grundriß der ruthenischen Kirche ist das griechische Kreuz zugrunde gelegt, entsprechend dem grie-

chisch-katholischen Bekenntnis der Ruthenen, allerdings vielfach verändert. In Wierczany bei Stryj (Abb. 1, 3, 4) ist der mittlere Teil des Hauptschiffes — die Vierung — mit den Kreuzflügeln zu einem Raume vereinigt, der westliche Teil des Hauptschiffes wirkt als Vorraum, wie bei allen ruthenischen Dorfkirchen, die ich kenne. Hier in Wierczany wird diese Wirkung noch besonders unterstützt

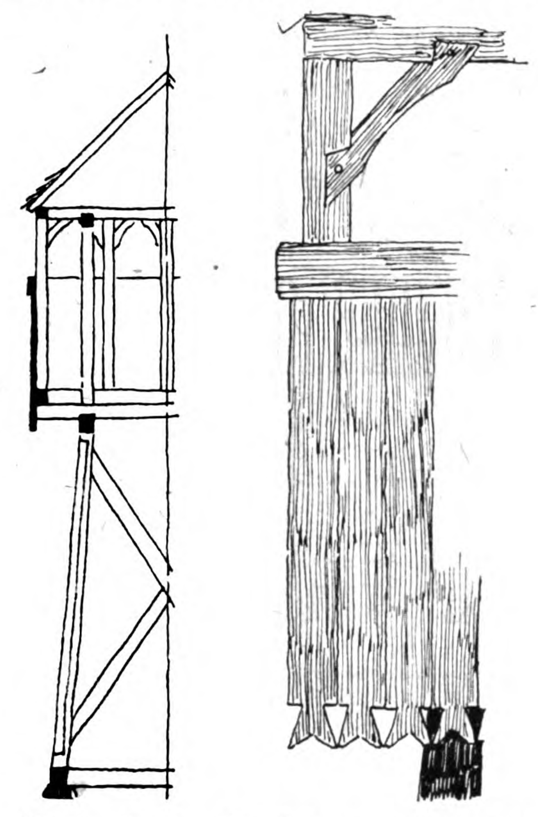


Abb. 7. *Uhersko. Einzelheiten vom Glockenturm.*

durch den Einbau einer Empore mit ausgeschnittenem Brettergeländer. Der Chor ist mit 5 Seiten des Achtecks geschlossen. In Uhersko (Abb. 2, 5) — einem Zentralbau — sind Chor und Querschiffflügel mit 5 Seiten des Achtecks



Abb. 8. *Lisiadecze.*

begrenzt, die Vierung ist überhöht in die Kuppel hinein. In Lisiadecze (Abb. 8) ist der Chor 5seitig geschlossen, die Querschiffflügel treten nur wenig vor, ebenso wie in Bratkowce (Abb. 9). Slobodka, Tatarsko und Chodowice sind Kreuzbauten. Alle Orte liegen in der Nähe von Stryj. Tucholka (Abb. 11, 18), an der Grenze in Ungarn, hat gerade geschlossenen Chor, die Querschiffsarme sind nicht besonders ausgebildet, es ist ein mittlerer Zentralraum geschaffen, der auch außen gekennzeichnet ist. Bursztyn in den Karpathen ist ein regelrechter Kreuzbau (Abb. 12).



Abb. 9 und 10. *Bratkowce.*

Der Grundriß der römisch-katholischen (polnischen) Kirchen, von denen ich aber nur wenige kenne, besteht aus einem größeren Schiff und eingezogenem Chor, wie in Dobrowlany bei Stryj (Abb. 13, 16) und in Toronya in den Karpathen (Ungarn) (Abb. 17).



Abb. 11. *Tucholka.*

Die Innenräume der ruthenischen Kirchen, die ich sah, waren ganz schlicht, überall war der dunkle, natürliche Holzton an der Decken- und Wandverbretterung erhalten. Nur um die Choröffnung war eine Malerei angeordnet, die einen gerafften Vorhang roh andeutete und anschließend auf Decke und Querschiffswände übergriff. Der Chor ist abgeschlossen durch einen etwa 2 m hohen Lettner. Dieser zeigt in der Mitte eine Türöffnung, die

mit einem durchbrochenen Laubornament, wie in Wierczany, oder einem durchbrochenen strahlenförmigen Ornament wie in Uhersko geschlossen ist. Rechts und links dieser Oeffnung sind Altäre angeordnet, dann folgt ein offener Durchgang bis zur Querschiffswand auf jeder Seite. Hinter dem Lettner im sonst schmucklosen Chor steht der Hauptaltar, außerdem sind an den Wänden der Querschiffe zahlreiche weitere Altäre angeordnet. Neben diesen Altären schmückten viele Fahnen in Wierczany die Wände. Ferner steht mitten unter der Vierung ein Altartisch mit

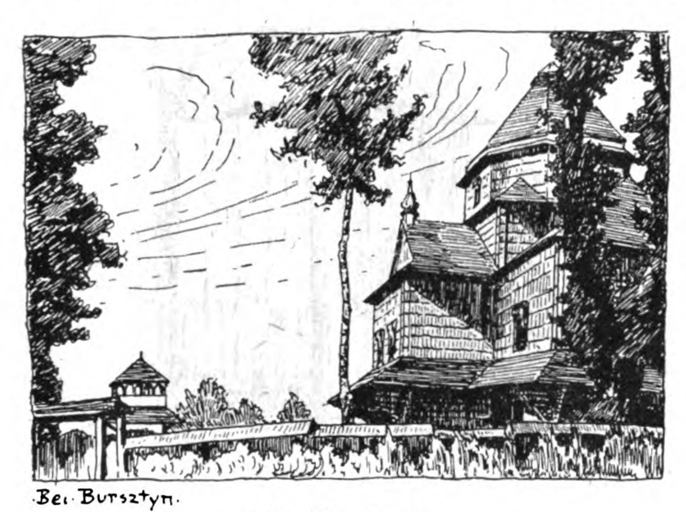


Abb. 12. *Bursztyn.*

einem Kruzifix. Der Hauptaltar in Wierczany, ein von Säulen begleitetes Mittelbild, trägt Ornamentformen im ausgeprägten Ohrmuschelstil, ebenso hier der Lettner; man wird also diese Ausrüstungsteile der Kirche in die Mitte des 17. Jahrhunderts setzen müssen. Die übrigen Altäre in Wierczany zeigen Barockformen des 18. Jahrhunderts. An einem Barockaltar in Uhersko sah ich zu beiden Seiten des von Säulen eingefaßten Mittelbildes gotische durchbrochene Ornamentleisten. An den Wänden des westlichen Schiffsarmes — des Vorraumes — hängen

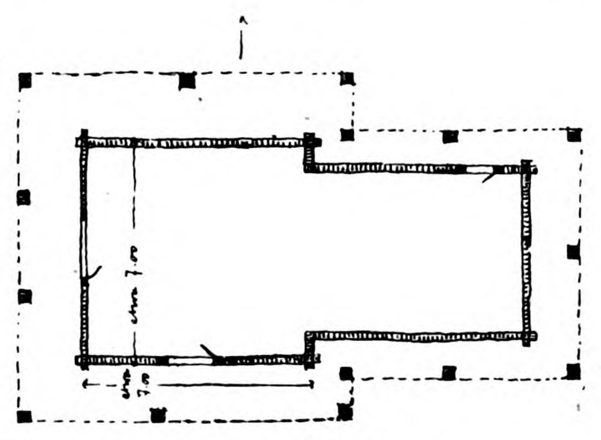


Abb. 13. *Dobrowlany.*

Bilder, von Holzornamenten und Säulen eingefaßt, anscheinend Epitaphien. In Wierczany bildet den oberen Abchluß der Choröffnung eine Reihe Felder mit gemalten Heiligen, die durch Säulen getrennt sind, eine Erinnerung an die alten gemalten Heiligenfiguren im Felde über den Triumphbogen der byzantinischen Kirche. Alle diese Innenausstattungsstücke sind grellbunt bemalt. In Uhersko waren alle Altäre, der Lettner und die Bilder von bunten Papierblumen umrahmt. Trotz all der Buntheit und dem Reichtum der Formen wirken diese Innenräume kalt, sie lösen keine wärmeren Eindrücke aus und haben nichts von dem wundervollen Zusammenklang von Form und Farbe, den unsere alten Dorfkirchen da haben, wo sie noch von keiner modernen Hand berührt worden sind (z. B. an wenigen Stellen der Lüneburger Heide; ich nenne Salzhausen und Schnellenberg bei Lüneburg).

Das Schönste und Interessanteste ist der äußere Aufbau der Holzkirchen. Hier kommt im Verein mit der um-

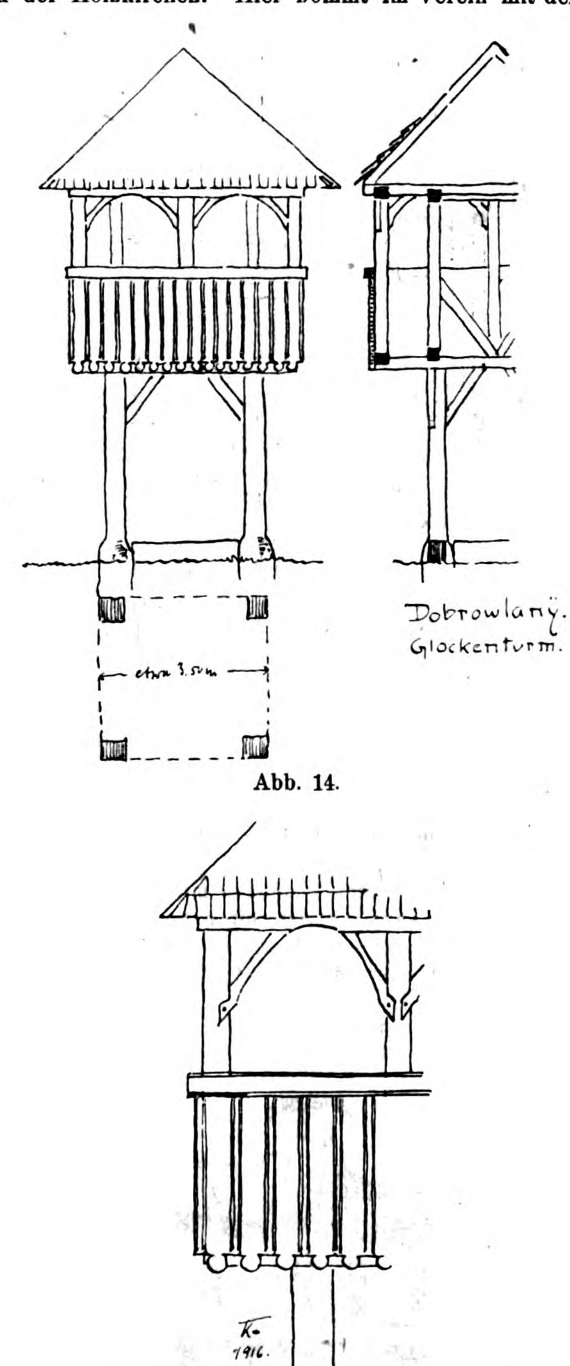


Abb. 14.

Abb. 14 a. *Einzelheit vom Glockenturm Dobrowlany.*

gebenden Landschaft — ohne daß besondere Schmuckmittel verwendet werden, nirgend sah ich ein Ornament — nur durch die Gruppierung ein außerordentlich stimmungsvoller und echter Eindruck zustande, der so sehr im Gegensatz zu der kalten harten Wirkung des Innern steht, daß mir der Gedanke gekommen ist, auch der Innenraum hat ursprünglich anders, stimmungsvoller ausgesehen, und nur ein verständnisloses neueres Geschlecht hat ihn zu dem gemacht, was er jetzt ist. — Das am stärksten in die Augen fallende Motiv ist das bei allen Kirchen vorhandene Schutzdach in halber Höhe der Schiffswände, das bei den

alten Bauten unterstützt wird durch die an den Ecken konsolartig auskragenden Balkenenden der Wände, bei den jüngeren Bauten unmittelbar durch Holzpfeiler. Unterhalb des Schutzdaches erscheint der Blockbau unverkleidet, darüber ist er bei älteren Bauten verkleidet mit Schindeln, die am unteren Ende zugespitzt sind. Diese wagerechten Zackenreihen wirken friesartig, fast ornamental (Abb. 4). Bei jüngeren Bauten, vielleicht auch in ärmeren Gegenden, werden diese oberen Schiffswände senkrecht verbrettert, die Fugen durch Deckleisten geschützt. Die Fenster sind einfach eingeschnitten, entweder scheitrecht oder im Stichbogen geschlossen. Das steile Dach ist, ebenso wie das untere Schutzdach, mit Schindeln gedeckt*). Alle Grate sind rundgedeckt, ohne Gratschindeln, die First wird durch Ueberschießen der nach der Wetterseite liegenden Schindelreihe gedichtet. Wo der zentrale Grundriß der Kirchen nicht unmittelbar zum Kuppelbau geführt hat, wird der First von einem vielseitigen, zwiebelgeschmückten Dachreiter bekrönt. So zeigen die Kirchen in Wierczany (Abb. 3), Dobrowlany (Abb. 16) und Lisiadecze (Abb. 8) zierliche, schindelverkleidete Dachreiter, der im letzteren Ort zu einer kleinen Kuppel ausgebildet ist. Sie dienen nur Schmuckzwecken, jedenfalls enthalten sie keine Glocke. Leider wird die reizvolle Schindeltechnik in neuerer Zeit durch Verkleidungen und Deckungen mit Eisenblech verdrängt, wie in Lisiadecze und Slobodka. Triumphe feiert die Holzbaukunst in den Kuppeln der Zentralkirchen. Der griechisch-katholische Grundriß fordert ja von vornherein zur zentralen Entwickelung des Baukörpers heraus; die Schwierigkeiten der Konstruktion werden bei den Holzkirchen leicht überwunden. Wo die Kuppel aus dem Viereck der Vierung ins Achteck übergeht, wie in Uhersko und Bratkowce, erfolgt die Ueberführung innen durch einfache Schrägen, außen durch abgedeckte Absätze oder in der Dachschräge. Schon die einfachen Ausbildungen in Uhersko (Abb. 5), Slobodka, Bratkowce, Tatarow, Chodowice wirken außerordentlich reizvoll, die Wirkung steigert sich dann zu den prächtigen Erscheinungen der Kirchen in Tucholka (Abb. 18) und Drohobycz. Die Kuppeln in Slobodka und Tatarow waren ursprünglich ebenfalls mit Schindeln gedeckt und verkleidet, jetzt tragen sie eine häßliche Blechverkleidung.

Die Frage nach dem Alter der Kirchen ist schwer zu beantworten, da begreiflicherweise alte Akten in diesen Gegenden fehlen, und — auch wenn sie da wären — nur von sprachkundigen Forschern entziffert werden könnten. Nach meinen Beobachtungen sind die Kirchen, deren Schutzdächer auf den vorgekragten Balkenenden der Blockwände ruhen, die älteren. Eine Ausnahme scheint Bratkowce zu machen, wo die übergekragten Balkenenden mit Kehlen und Viertelstäben gegliedert sind und einen neueren Eindruck machen. Ich schließe das daraus, daß einmal diese Bauweise urtümlicher, echter anmutet, dann aber auch daraus, daß die Altäre in Uhersko und Wierczany auf Grund ihrer Ornamentformen in die Mitte des 17. Jahrhunderts zu setzen sind und daß der umschließende Bau wohl eben so alt sein wird als sein Hauptaltar, wahrscheinlich älter. Die Stützen der Kirche in Dobrowlany (Abb. 15) und alle, die ich sonst sah, tragen aber Formen des 18. Jahrhunderts. Man muß ja auch die direkte Unterstützung als einen Fortschritt bezeichnen — da, wo das Schutzdach nur auf den Balkenenden ruht, werden die Rahmen für das Dach durch die große freie Länge viel zu stark beansprucht, und diese Schutzdächer sehen auch alle sehr verbogen aus. Unmöglich ist es übrigens nicht, daß an einzelnen älteren Bauten die Stützen später untergebracht worden sind. Wie konservativ die Baugesinnung dieser Gegenden die alte Bauweise erhält, zeigt die 1916 in Holobutow bei Stryj (Abb. 20) errichtete Notkirche, die alle wesentlichen Bauteile und Konstruktionen der alten Blockbauten und auch das Schutzdach auf Stützen zeigt. Leider hat man bei diesem Bau nicht auf die alte Verschindelung zurückgegriffen, das moderne Blechdach zerstört die Wirkung dieses sonst ganz reizvollen Baues. Bemerkenswert ist bei dieser Kirchenanlage noch die Aufstellung eines Glockengerüstes neben dem Gotteshaus. Uralte Erinnerungen haben sich also hier bis in die Jetztzeit erhalten. In Heft 6 und 1, Jahrgang 1915 und 1916 dieser Zeitschrift wurde vom Verfasser ausgeführt, daß von diesen Glockengerüsten die Entwickelung der einzeln stehenden Glockentürme der Lüneburger Heide ausging. Wahrscheinlich sind auch die galizischen Holzglockentürme aus diesen Glockengerüsten entstanden — im Kriegsjahr 1916 kehrt man aus Not zu diesem Ausgangspunkt zurück.

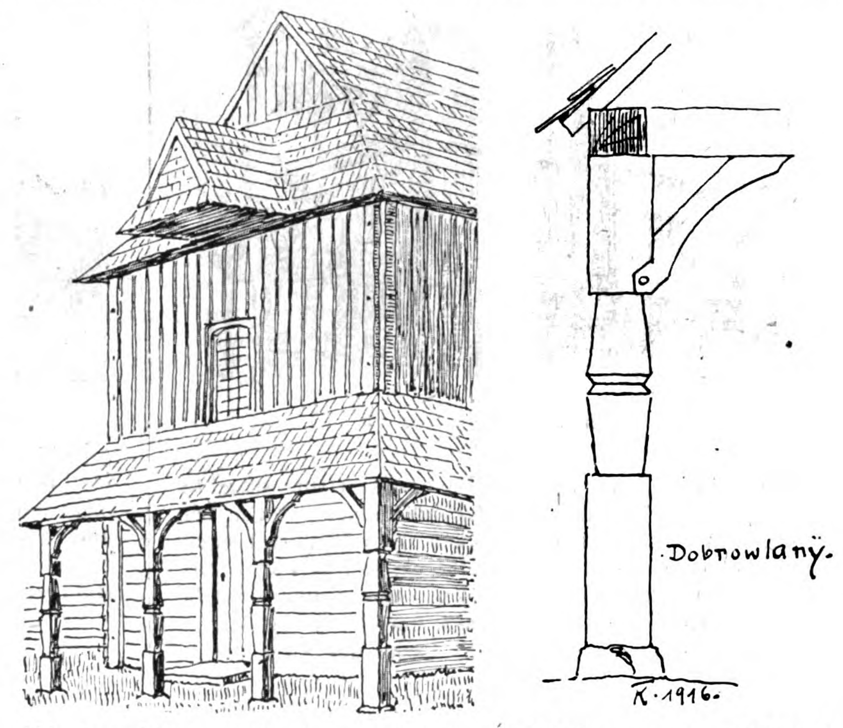


Abb. 15 und 15 a. *Dobrowlany. Westseite und Ständer unter dem Schutzdach.*

Die freistehenden hölzernen Glockentürme zeigen im Aufbau verschiedene Formen. Die einfachen, in der Umgebung von Stryj vorkommenden haben auf einem geböschten, senkrecht verbretterten schlanken Unterbau eine in Höhe des Glockengeschosses ausgekragte offene Galerie mit verbretterter Brüstung. Ein einfaches Zeltdach bildet den oberen Abschluß. Derartige Türme sind erhalten in Wierczany und Uhersko (Abb. 6, 7). Dem Glockenturm von Dobrowlany (Abb. 14) fehlt der verbretterte Unterbau, das Glockengeschoß, sonst genau so ausgebildet wie eben beschrieben, steht auf 4 freien starken, nur etwa 3,5 m hohen

*) Ziegeldächer sind — auch bei Wohnhausbauten wenig bekannt. Auch in neuerer Zeit werden nur selten Dachziegel, meist Falzziegel, verwendet, die dann vom Süden eingeführt werden. An Stelle des feuergefährlichen Schindeldaches ist das Eisenblechdach eingeführt, mit dem fast alle Häuser des seit 1886 wiederaufgebauten Stryj gedeckt sind. Auch die Mauersteine werden anscheinend von auswärts geholt. In der weiteren Umgebung von Stryj — bis 6 km — liegen nur zwei Ziegeleien. Dabei scheint Lehm überall in genügender Menge vorhanden zu sein. Wahrscheinlich ist früher Feldbrand zur Herstellung der Steine benutzt; man findet öfter noch verlassene Feldbrandstellen.

Stützen. Eine zweite einfache Form von Glockentürmen sah ich in Falisz und Bratkowce. Beide sind klein, auf dem geraden Unterbau steht ein eingezogenes Glockengeschoß, der Absatz ist mit Schindeln abgedeckt (Abb. 10). Die Konstruktion dieser Glockentürme ist einfach, aber wenig sicher. Die Eckständer gehen durch bis zur Galerie, die Wände sind durch Kreuze und Riegel ausgesteift, Querversteifungen im Innenraum fehlen; die Balken für den Fußboden des Glockengeschosses liegen entweder auf Riegeln etwas unterhalb des Wandrahmens, oder auf diesem selbst. Das Geschoß mit der ausgekragten Galerie oder das eingezogene Geschoß ist gesondert aufgesetzt. Die Eckständer gehen also bei dem Turme mit Galerie nicht von der Schwelle bis zum Dachrahmen durch, wie bei den Türmen der Lüneburger Heide. (Vgl. a. a. O. d. Zeitschr.). Die außen sichtbaren Hölzer der Galerie sind dünn, zwischen den Eckständern sind noch Mittelständer angeordnet, die Kopfbände sind so ausgeschnitten, daß sie in Verbindung



Abb. 16. *Dobrowlany.*

mit einem flachen Ausschnitt des Dachrahmens ungeschickte Rundbögen ergeben. In der Dachbalkenlage hängen bei ruthenischen Türmen 4 kleine Glocken, die nur angeschlagen werden. Der Kirchendiener versteht es, mit unglaublicher Handfertigkeit auf diesen Glocken eine entsprechende Melodie zu spielen. In katholischen Türmen (Dobrowlany) werden die Glocken geschwungen. Ueber das Alter dieser



Abb. 17. *Toronya.*

Holztürme habe ich nichts feststellen können, da jeder formelle Anhalt fehlt; nach den Bretterausschnitten zu urteilen, werden sie aber nicht älter als das 18. Jahrhundert sein.

Die andere reichere Form der Glockentürme, in den Karpathen öfter vorkommend, verwendet alle Elemente des Kirchenbaues und hat die vom Glockengerüst ausgehende Konstruktion vollständig verlassen. Der Unterbau ist als Blockbau ausgebildet. Auch hier ist, wie beim Gotteshaus, ein Schutzdach auf den überkragenden Balkenenden angeordnet, darüber baut sich das offene Glockengeschoß mit verbretterter Brüstung manchmal in mehreren Stockwerken übereinander, wie in Wiskow (Abb. 19) auf. Die Zeltform des Daches ist bei einigen Bauten durch Herausziehen von Graten über den Seitenmitten des Vierecks zum achteckigen Helm umgebildet (Abb. 19) — ein Motiv,



Abb. 18. *Tucholka.*

das auch bei Glockentürmen in der Lüneburger Heide vorkommt (a. a. O. d. Zeitschr.). Auch diese Türme sind, mit wenigen Ausnahmen, wo der über dem Schutzdach liegende Turmkörper senkrecht verbrettert ist, verschindelt und mit Schindeln gedeckt. Es entstehen Gebilde



Abb. 19. *Wiskow. Glockenturm.*

von sehr reicher und eigenartiger Wirkung, wie in Drohobycz und Wiskow (Abb. 19), immerhin fehlt ihnen der innere echte Reiz der einfachen schlanken Glockentürme, weil sie Formen und Konstruktion zeigen, die am Kirchbau selbst Sinn und Zweck hatten, hier aber zur Spielerei herabsinken, wie vor allem das Schutzdach.

Das ursprüngliche freie Glockengerüst hat neben der Entwickelung zum alleinstehenden Glockenturm noch zu einer anderen, in griechisch-katholischen Gegenden Galiziens

und der angrenzenden Länder häufigen Form geführt, dem Glockenportal. Es bildet oder bildete früher den Eingang

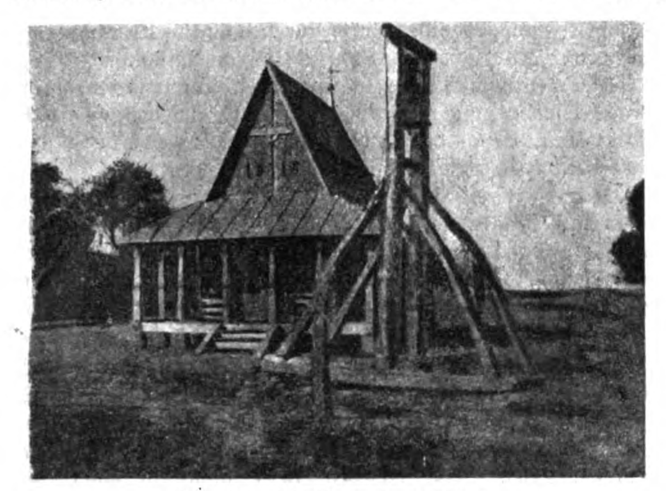


Abb. 20. *Notkirche in Holobuton.*

zum Kirchhof und ist, soweit mir bekannt, immer massiv aus Steinen aufgebaut und verputzt. Neben einem mittleren Eingangsbogen mit Heiligennische darüber, sind seitlich Bögen angeordnet, in denen die Glocken hängen. Die Ausbildung ist einfach, aber ganz reizvoll, namentlich im Zusammenwirken des weißen Baues mit den neben ihm



Abb. 21. *Glockenportal.*

stehenden dunklen Tannen oder Laubbäumen, wie in Dobezany und auf Abb. 21, deren Herkunft ich nicht bestimmen konnte.

Gleichgewicht und Arbeitsgleichung.

(Neue Anwendungsform derselben zur Auflösung mehrfach statisch unbestimmter Tragwerke.)

Von Dipl.-Ing. Leo Lilienfeld.

Die Kritik des Aufsatzes: Das *n*-fach statisch unbestimmte, elastische Tragwerk ...., die man in zwei Zuschriften an den Arm. Beton 1914, H. 4, vorfindet, bestätigt eine vom Verfasser geäußerte Meinung, daß so manche heutige Statiker zwei Anwendungsformen der Arbeitsgleichheit, d. i. den Castiglianoschen Satz vom Kleinstwert der Deformationsarbeit und den häufig als Maxwellschen bezeichneten Verschiebungssatz, als die einzigen Lösungsmöglichkeiten statisch unbestimmter Systeme betrachten und anwenden.

Aus der Tatsache, daß diese zwei Sätze bei richtiger Anwendung stets von einem statisch bestimmten oder bekannten Hauptfalle ausgehen müssen und dem Umstande, daß im erwähnten Aufsatze vorsätzlich vernachlässigte Knotenverschiebungen an den vorgeführten Rahmenbeispielen naturgemäß zu Differenzen mit Ableitungen nach den bisherigen zwei Auflösungsarten führten, schließt die Kritik bedenklos auf die Falschheit der Methode selbst, was in folgenden naiven Worten seinen Ausdruck fand: „Da jedoch Herr Dipl.-Ing. L. auf ein „statisch bestimmtes Hauptsystem“ verzichten zu können glaubte, sind ihm eine Reihe wesentlicher Fehler unterlaufen ...“

Es entspricht durchaus nicht irgendwelchen polemischen Absichten und Gelüsten, wenn man in diesen und ähnlichen Ausführungen eine Ohnmacht in der Erfassung des Kräftespieles und Kurzsichtigkeit in der Gedankenverfolgung erblickt — letzteres auch, weil dem Verfasser sogar kurzer Hand von einem der Kritiker die Außerachtlassung der statischen Unbestimmtheit im Sinne eines inneren Gleichgewichtes zugemutet wird.

In Uebereinstimmung mit diesem hat der Verfasser nirgends angezweifelt, daß der Begriff der statischen Unbestimmtheit an und für sich im Kräftespiele und einer einwandfreien, eindeutigen Bestimmung der Auflagergrößen begründet ist, indem man zur Ermittelung der letzteren die Arbeitsgleichheit heranzieht, falls die allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen nicht hinreichen.

Doch ist es ein weit ausgeholter, logischer Fehlsprung, zu meinen, daß man daher zur Lösung einer Aufgabe stets an einem Hauptfalle festhalten und die Arbeitsgleichung nur stets soviel mal anwenden müßte, als „Ueberzählige“ vorhanden sind.

Letzteres ist eben mit der Methode eines Hauptfalles verknüpft (also bei den zwei eingangs erwähnten Anwendungsformen) und darf da naturgemäß bei einer einwandfreien Lösung auch nicht mißachtet werden. Die Wahl eines Hauptfalles bildet aber nur eine bestimmte Anwendungsform der zwei Fundamentalsätze jedweder mechanisch-physischen Lösungsart, d. i. Gleichgewicht und Arbeitsgleichung und können bei Festhaltung an einem Hauptfalle auch nur noch Verschiedenheiten in den Ableitungen, mathematische Variationen u. dgl., aber keine Neuheiten in der Anwendungsart der zwei Grundsätze vorgeführt werden.

Kurz: Bei den bisherigen Methoden wendet man die zwei Grundsätze stets auf das gesamte Tragwerk an und schafft so einen statisch bestimmten Hauptfall, wodurch sich eben ergibt, daß „Ueberzählige“, d. h. aus den Gleichgewichtsgleichungen nicht Bestimmbare, nur aus ebenso vielen Arbeitsgleichungen einwandfrei bestimmt werden können.

Die dabei geschaffenen Begriffe: Hauptfall, Ueberzählige, virtuelle Arbeit usw. sind aber nichts als methodische Begriffe, die mit der Methode stehen und fallen; sie sind indes von nur zu vielen zum Zwecke selbst erhoben worden, auch wenn sie gar nicht mehr zweckmäßig sind und auf Irrwege und umständliche Berechnung führen.

Man vergißt all zu oft, daß die so zu Besonderheiten erhobenen „Ueberzähligen“ doch nur Kräfte derselben Gattung, wie all die anderen „Bestimmten“ sind und daß sich in Wirklichkeit die Kräfte von selbst schwerlich einer Klassifikation in statisch bestimmte und unbestimmte unterordnen, dagegen erfüllen dieselben zwei Grundbedingungen der Baumechanik des Weltalls: Gleichgewicht und unver-

wüstliche Energie. Diese beiden Grundsätze genügen, um in ihrer zwar kargen Nacktheit aber doch Wirklichkeit geraden Weges stets zum Ziele zu führen, ohne Schaffung methodischer Hilfsbegriffe. Der Ausdruck des richtig eingeschlagenen und kürzesten Weges sind auch die einfachsten Beziehungen und Kleinstwert an aufzuwendender Mühe des Berechnenden.

Es ist nicht schwer, aus den zwei aufgestellten Fundamentalsätzen die Rechnungsregeln abzuleiten, insofern man sich durch keine methodischen, übernommenen Begriffe stören läßt und lediglich der eigenen Erkenntnis und logischen Vernunft auch eine gewisse Urteilskraft und Fähigkeit nicht abspricht — auch dann, wenn man zu deren Hilfe nicht gleich nach dienstbereiten Namen: Castigliano, Maxwell, Müller-Breslau usw. rufen kann.

Die klare Erkenntnis zeigt uns ein Tragwerk im Gleichgewicht, wenn alle Tragteile einzeln für sich und in jedem Punkte Gleichgewicht aufweisen.

Die Gleichheit der äußeren und inneren Arbeit hat zur Voraussetzung einen elastischen Zusammenhang aller Teile, d. h. in jedem Punkte nur eine Deformation derselben Art.

Im allgemeinen wird ein Tragwerk Knotenpunkte aufweisen, d. s. Ineinanderspannungen von Elementen oder elementaren Stäben, als welche der gekrümmte (Bogen) oder der gerade Stab zu betrachten sind. Durch Auflösung des Gesamtsystems in den Knotenpunkten erhält man somit an Enden beeinflußte Elemente, wobei jene Beeinflussung im Auftreten von Auflagerkräften, Einspannmomenten und Enddeformationen besteht.

Ein solches Element entspricht dem teilweise eingespannten Einzelstab oder Bogen, indem ein solcher auch nur ein Element des elastischen Gefüges der Erde darstellt. Wenn einerseits in Wirklichkeit die Annahme fester und unnachgiebiger Widerlager bei jeden Einzelstab oder Bogen nur eine theoretische Annahme darstellt, so entspricht andererseits die Methode der Auflösung in Elemente einem natürlichen, ungezwängten Gesetze und der Erkenntnis, daß die Gesamtheit stets ein elastisches Gefüge aufweist, daß daher ein Element im gesamten Tragwerke dieselbe Stelle einnimmt, wie ein Einzelstab oder Bogen in der ihn umgebenden und mit ihm verbundenen Erde und daß er wie dieser durch Berücksichtigung seiner wirklichen Auflagerbedingungen auch eindeutig bestimmt (berechnet) werden kann.

Im Momentenverlauf und im elastischen Verhalten der aufgelösten Elemente tritt keine Aenderung ein, falls an den Enden der Elemente (Auflager) jene Momente, Kräfte und Deformationen gedacht werden, wie solche vor der Auflösung im belasteten Zustande vorhanden waren.

Der elastische Zusammenhang verlangt, daß die Deformationen gleicher Art aller in einem Knotenpunkte ineinander gespannten Tragteile untereinander gleich sind, nachdem sie im Gesamtsysteme ein und demselben Punkte zugehörig sind.

Dieser Satz ergibt im Zusammenhang mit den Gleichgewichtsbedingungen, die auch für jedes elementare Einzelglied gelten, so viele Gleichungen als Auflagergrößen und Unbekannte vorhanden sind, so daß der Momentenverlauf und sämtliche die Tragteile beeinflussenden Kräfte eindeutig bestimmt sind.

Die Voraussetzung für die theoretische Richtigkeit des Ergebnisses liegt aber in der theoretisch-richtigen Bestimmung der End(Auflager)deformationen der Elemente, also mit Berücksichtigung aller maßgebenden und sie beeinflussenden Faktoren*). Gleich hier möge bemerkt werden, daß gewisse Enddeformationen, was sich aus dem Berechnungsgange selbst ergibt, keiner besonderen Bestimmung bedürfen, vielmehr als unabhängige Unbekannte in die Gleichungen eingeführt, durch einfache Eliminationen (meist nur Addition und Subtraktion) ausfallen.

Die Bestimmung der übrigen Enddeformationen, durch deren Gleichsetzung man die elastischen Gleichungen erhält, erfolgt mit Hilfe der Arbeitsgleichung, stets bezogen auf das betreffende Einzelelement.

Hier liegt der wesentliche Unterschied gegenüber den bisherigen Verfahren, in denen eine Arbeitsgleichung für verschiedene gedachte Belastungsfälle stets zur Ermittelung von ebensovielen „Ueberzähligen" eines Hauptfalles, also auf das Gesamtsystem angewendet wird.

Im Gegensatze dazu wird bei der Zerlegungsmethode die Arbeitsgleichung des Elementes unabhängig soviel mal angewendet, als Enddeformationen zur Aufstellung der nötigen Gleichungen erforderlich sind. Die Neuheit liegt nicht in einer, wie häufig üblich, neuen Ableitung, mathematischen Variation, Wahl anderer Ueberzähligen u. dgl. — vielmehr in der Anwendungsart der zwei ursprünglichen Grundsätze aller mechanisch-physischen Wissenschaften: Gleichgewicht und Arbeitsgleichheit in der nur ihr eigenen und vom Verfasser erstmalig angegebenen Form, d. i. Anwendung auf die einfachsten Glieder, Stäbe, Elemente eines beliebigen Tragwerkes, wie immer dasselbe geformt und gestützt sein mag, ohne dabei einen Hauptfall zu konstruieren und dessen „Ueberzählige" zu wählen.

Damit ist der Begriff einer statischen Unbestimmtheit im Sinne eines inneren Gleichgewichtes, insofern dieser Begriff in der Verschiedenheit einer Gleichgewichts- und Arbeitsgleichung begründet ist, weder verdrängt noch verletzt, wohl wird aber der Begriff eines Hauptfalles, seiner „Ueberzähligen", die Aufgabe der Wahl dieser aufgehoben.

An Stelle eines Hauptfalles treten elementare statisch bestimmte Fälle oder frei aufliegende Träger von der äußeren Form der Elemente mit im allgemeinen möglichen Auflagerdeformationen und an selben angreifenden elementaren „Ueberzähligen".

Als der elementare, statisch bestimmte Fall erscheint demnach je ein frei aufliegender Träger, als das Element selbst der teilweise eingespannte und auf nachgiebigen Stützen ruhende Bogen (Stab).

Für ein vollwandiges, biegungsfestes Element lautet die Arbeitsgleichung:

$$\Sigma P\delta + \Sigma C\Delta_c = \int \sigma \frac{\Delta d s_v}{d s_v} d V,$$

wo C allgemein eine Auflagergröße bezeichnet.

Es sollen hier nur in der Kraftebene liegende Elemente in Betracht gezogen werden; als Auflagergrößen sind dann Biege-Momente M, vertikale V und horizontale H Kräfte möglich; bezeichnen τ, Δ^v, Δ^h die Verbiegungen und Verschiebungen in Richtung der Auflagergrößen eines Elementes mit den Stützpunkten n und $n+1$, so ist die Arbeitsgleichung:

$$\Sigma P_m \delta_m + M_n \tau_n + M_{n+1} \tau_{n+1} + V_n \Delta_n^v + V_{n+1} \Delta_{n+1}^v +$$
$$+ H_n \Delta_n^h + H_{n+1} \Delta_{n+1}^h =$$
$$= \underbrace{\int_n^{n+1} \left(\frac{M^2}{2EJ} + \frac{N^2}{2EF} + \varepsilon t \sigma N + \varepsilon \Delta t \frac{M}{d} \right) ds}_{A_i}.$$

*) In der genannten Veröffentlichung d. Verf. im Arm. Bet. 1913, Heft 11, 12 sind die Endverbiegungen der Elemente eines Rahmenzuges ohne Rücksicht auf mögliche Knotenverschiebungen ermittelt; dies geschah, um vorerst das Wesen der elementaren Zerlegung an einfachen Verfahren vorzuführen. (S. auch Zuschrift d. Verf. A. B. 1914, Heft 4.)

Zur Bestimmung einer Enddeformation Δ_c benötigt man nur die Gleichung nach dem betreffenden Koeffizienten C zu differenzieren z. B.:

$$\tau_n = \frac{\partial A_i}{\partial M_n} - \left[\frac{\partial M_{n+1}}{\partial M_n}\tau_{n+1} + \frac{\partial V_n}{\partial M_n}\Delta_n^v + \right.$$
$$\left. + \frac{\partial V_{n+1}}{\partial M_n}\Delta_{n+1}^v + \frac{\partial H_n}{\partial M_n}\Delta_n^h + \frac{\partial H_{n+1}}{\partial M_n}\Delta_{n+1}^h\right],$$
$$\Delta_n^h = \frac{\partial A_i}{\partial H_n} - \left[\frac{\partial M_n}{\partial H_n}\tau_n + \frac{\partial M_{n+1}}{\partial H_n}\tau_{n+1} + \right.$$
$$\left. + \frac{\partial V_n}{\partial H_n}\Delta_n^v + \frac{\partial V_{n+1}}{\partial H_n}\Delta_{n+1}^v + \frac{\partial H_{n+1}}{\partial H_n}\Delta_{n+1}^h\right] \text{ usw.}$$

Nachdem der frei aufliegende Träger als der statisch bestimmte Elementarfall auftritt, erscheinen als äußere, also voneinander unabhängige Kräfte: M von H und M_{n+1} von M_n oder:

$$\frac{\partial M}{\partial H} = \frac{\partial H}{\partial M} = \frac{\partial M_{n+1}}{\partial M_n} = \frac{\partial M_n}{\partial M_{n+1}} = 0,$$

und es folgt:

$$\tau_n = \frac{\partial A_i}{\partial M_n} - \left[\frac{\partial V_n}{\partial M_n}\Delta_n^v + \frac{\partial V_{n+1}}{\partial M_n}\Delta_{n+1}^v\right],$$
$$\Delta_n^h = \frac{\partial A_i}{\partial H_n} - \left[\frac{\partial H_{n+1}}{\partial H_n}\Delta_{n+1}^h + \right.$$
$$\left. + \frac{\partial V_n}{\partial H_n}\Delta_n^v + \frac{\partial V_{n+1}}{\partial H_n}\Delta_{n+1}^v\right].$$

(Besitzt das Bogenelement gleich hohe Kämpfer, so sind auch V und H voneinander unabhängig, so daß in diesem Falle die zwei letzten Differentialquotienten entfallen.)

Nach Entwickelung des Ausdruckes A_i (innere Arbeit) erhält man:

$$\tau_n = \int_0^{l_n} \frac{M}{EJ}\frac{\partial M}{\partial M_n} ds + \int_0^{l_n} N \frac{\partial N}{\partial M_n}\frac{ds}{EF} + \varepsilon t o \int_0^{l_n} \frac{\partial N}{\partial M_n} ds +$$
$$+ \int_0^{l_n} \frac{\varepsilon \Delta t}{d_n}\frac{\partial M}{\partial M_n} ds - \left[\frac{\partial V_n}{\partial M_n}\Delta_n^v + \frac{\partial V_{n+1}}{\partial M_n}\Delta_{n+1}^v\right],$$
$$\Delta_n^h = \int_0^{l_n} \frac{M}{EJ}\frac{\partial M}{\partial H_n} ds + \int_0^{l_n} \frac{N}{EF}\frac{\partial N}{\partial H_n} ds +$$
$$+ \varepsilon t o \int_0^{l_n} \frac{\partial N}{\partial H_n} ds + \int_0^{l_n} \frac{\varepsilon \Delta t}{d_n}\frac{\partial M}{\partial H_n} ds -$$
$$- \left[\frac{\partial H_{n+1}}{\partial H_n}\Delta_{n+1}^h + \frac{\partial V_n}{\partial H_n}\Delta_n^v + \frac{\partial V_{n+1}}{\partial H_n}\Delta_{n+1}^v\right].$$

Die Ausdrücke lassen sich für die vorkommenden Belastungen und Einflüsse weiter ersetzen:

I. Lotrechte Belastung,

gleichmäßige Temperaturänderung um $\pm t^0$ (oder im Querschnittsschwerpunkt), Δt Unterschied der den äußersten Querschnittsfasern entsprechenden Temperaturänderungen (positiv für eine höhere Temperatur an der Zugseite).

Das Gleichgewicht für das nte, zwischen n und $n+1$ herausgegriffene, Element (Abb. 1) bedingt:
$H_n = H_{n+1}$; $M_{n+1} = M_n + V_n l_n - \Sigma P_n b_n - H_n e_n$,
daraus:

$$V_n = A_n^0 + \frac{M_{n-1} - M_n}{l_n} + H_n \frac{e_n}{l_n} \text{ analog}$$
$$V_{n+1} = A_{n+1}^0 + \frac{M_n - M_{n+1}}{l_n} - H_n \frac{e_n}{l_n},$$

wo A^0 die Auflagerreaktion des frei aufliegenden Trägers l_n bedeutet.

Damit ist das Moment an beliebiger Stelle x

$$M_x = M_n + \frac{M_{n+1} - M_n}{l_n}x + A_n^0 x + H_n \frac{e_n}{l_n}x -$$
$$- H_n \eta + \sum_{a=0}^{a=x} P_n (x - a_n),$$

nachdem $H_n\left(\frac{e_n}{l_n}x - \eta\right) = H_n y$ auch

$$M_x = \underbrace{M_n^0}_{F_0} + \underbrace{M_n + \frac{M_{n+1} - M_n}{l_n}x}_{F_1} - \underbrace{H_n y_n}_{F_2}.$$

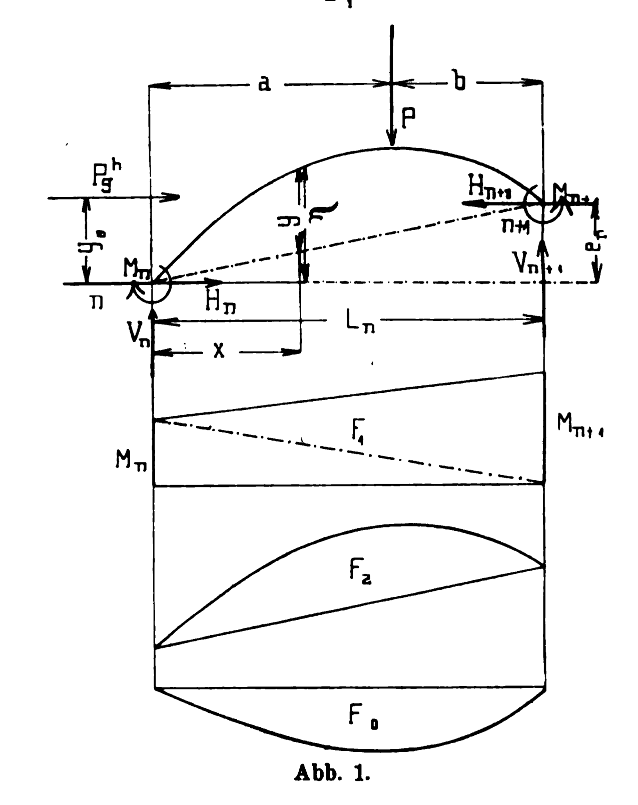


Abb. 1.

Die Formel zeigt, daß man die Momentenfläche in drei Teile: F_0, F_1, F_2 gliedern kann. F_0 ist die Momentenfläche des frei aufliegenden Trägers. F_1 ist ein Trapez mit den Ordinaten M_n und M_{n+1}. F_2 ist die $H_n$fache Begrenzungsfläche zwischen der Gurtachse und der Verbindungslinie der Kämpfer.

Die gesuchten Differentialquotienten sind:

$$\frac{\partial M_x}{\partial M_n} = \frac{l_{n-x}}{l_n};\quad \frac{\partial M_x}{\partial M_{n+1}} = \frac{x}{l_n};\quad \frac{\partial V_n}{\partial M_n} = -\frac{1}{l_n};$$
$$\frac{\partial V_{n+1}}{\partial M_n} = +\frac{1}{l_n};\quad \frac{\partial V_n}{\partial M_{n+1}} = +\frac{1}{l_n};\quad \frac{\partial V_{n+1}}{\partial M_{n+1}} = -\frac{1}{l_n};$$
$$\frac{\partial M_x}{\partial H_n} = -y_n;\quad \frac{\partial H_{n+1}}{\partial H_n} = 1;\quad \frac{\partial V_n}{\partial H_n} = \frac{e_n}{l_n};$$
$$\frac{\partial V_{n+1}}{\partial H_n} = -\frac{e_n}{l_n}.$$
$$N_x = -\left[H_n \cos\varphi + \left(V_n - \sum_0^x P\right)\sin\varphi\right]$$

(Vorzeichen (—) weil Druckkraft),

$$\frac{\partial N}{\partial M_n} = \frac{\partial(-V_n \sin\varphi)}{\partial M_n} = \frac{\sin\varphi}{l_n};$$
$$\frac{\partial N}{\partial H_n} = -\cos\varphi - \frac{e_n}{l_n}\sin\varphi.$$

($\Delta\varphi$ bezeichnet den Winkel, den die Tangente in x mit der Horizontalen einschließt.)

Mit $EJ =$ konstant und $ds = dx \sec\varphi_n$, wo φ_n einen durchschnittlichen Wert darstellt $\left(\text{z. B. } \sec\varphi_n = \frac{s_n}{l_n}\right)$.

$$E\tau_n = \frac{\sec\varphi_n}{J_n}\int_0^{l_n} M_x \frac{l-x}{l}\,dx + \frac{1}{F_n}\int_0^{l_n}\frac{N_x}{l}\,dy \pm$$
$$\pm \frac{E\varepsilon t o}{l_n}\int_0^{l_n} dy \pm \frac{E\varepsilon\Delta t \sec\varphi_n}{d_n}\int_0^{l_n}\frac{l_n - x}{l_n}\,dx +$$
$$+ \frac{E\Delta_n^v}{l_n} - \frac{E\Delta_{n+1}^v}{l_n},$$

$$E\Delta_n^h = -\frac{\sec\varphi_n}{J_n}\int_0^{l_n} M_x y\,dx - \int_0^{l_n}\frac{Nx}{F_n}\,dx -$$
$$-\frac{e_n}{l_n}\int_0^{l_n}\frac{N_x}{F_n}\,dy \mp E\varepsilon t o l_n \mp E\varepsilon t o \frac{e_n}{l_n}\int_0^{l_n} dy -$$
$$\mp \frac{E\varepsilon\Delta t}{d_n}\sec\varphi_n\int_0^{l_n} y\,dx - E\Delta_{n+1}^h -$$
$$- E\frac{e_n}{l_n}\Delta_n^v + \frac{Ee_n}{l_n}\Delta_{n+1}^v.$$

Dabei ist die Uebereinstimmung der Richtungen von Verschiebungen und Auflagerkräften vorausgesetzt, also Δ^v positiv nach aufwärts, Δ^h positiv nach innen; ferner ist N_x allgemein mit dem Vorzeichen einer Zugkraft angeführt. Einer Temperaturerhöhung entspricht das obere Vorzeichen von t_0. Ersetzt man die Ausdrücke M_x durch die Teilglieder, führt annähernd $N_x = -H_n \sec\varphi_n =$ $=$ konst. und bezeichnet die statischen Momente der Fläche F_0 in bezug auf die Auflagerlotrechten in n und $n+1$ mit $S\binom{0}{n}$, $S\binom{0}{n+1}$; desgleichen die statischen Momente der F_2 Fläche mit $B\binom{n}{n}$, $B\binom{n}{n+1}$; weiter $\int_0^{l_n} y\,dx =$ $= A_n$ (Fläche); $\int_0^{l_n} xy\,dx = B\binom{n}{n}$; $\int_0^{l_n}(l_n - x)y\,dx = B\binom{n}{n+1}$, (statisches Moment der Fläsche A_n); $\int_0^{l_n} y^2\,dx = C_n$; $\int_0^{l_n} M_0 y\,dx = D_n$ und berücksichtigt $\int_0^{l_n} dy = 0$, so folgt:

1) $$E\tau_n = \frac{\sec\varphi_n}{J_n}\left[\frac{l_n}{6}(2M_n + M_{n+1}) - \frac{H_n}{l_n}B\binom{n}{n+1} + \right.$$
$$\left. + \frac{1}{l_n}S\binom{0}{n+1}\right] \pm \frac{E\varepsilon\Delta t}{d_n}\sec\varphi_n\frac{l_n}{2} + \frac{E\Delta_n^v}{l_n} - \frac{E\Delta_{n+1}^v}{l_n}.$$

2) $$E\Delta_n^h = -\frac{\sec\varphi_n}{J_n}\left[M_n A_n + \frac{M_{n+1} - M_n}{l_n}B\binom{n}{n} - \right.$$
$$\left. - H_n C_n + D_n\right] + \frac{H_n \sec\varphi_n}{F_n} l_n \mp E\varepsilon t o l_n -$$
$$\mp \frac{E\varepsilon\Delta t}{d_n}\sec\varphi_n A_n - E\Delta_{n+1}^h - E\Delta_n^v\frac{e_n}{l_n} + E\Delta_{n+1}^v\frac{e_n}{l_n}.$$

Analog ist:

1a) $$E\tau_{n+1} = \frac{\sec\varphi_n}{J_n}\left[\frac{l_n}{6}(2M_{n+1} + M_n) - \frac{H_n}{l_n}B\binom{n}{n} + \right.$$
$$\left. + \frac{1}{l_n}S\binom{0}{n}\right] \pm \frac{E\varepsilon\Delta t}{d_n}\sec\varphi_n\frac{l_n}{2} - \frac{E\Delta_n^v}{l_n} + \frac{E\Delta_{n+1}^v}{l_n}.$$

2a) $$E\Delta_{n+1}^h = -\frac{\sec\varphi_n}{J_n}\left[M_n A_n + \frac{M_{n+1} - M_n}{l_n}B\binom{n}{n} - \right.$$
$$\left. - H_n C_n + D_n\right] + \frac{H_n \sec\varphi_n}{F_n} l_n \mp E\varepsilon t o l_n -$$
$$\mp \frac{E\varepsilon\Delta t}{d_n}\sec\varphi_n A_n - E\Delta_n^h - \frac{Ee_n}{l_n}\Delta_n^v + \frac{Ee_n}{l_n}\Delta_{n+1}^v.$$

II. Einfluß horizontaler Kräfte.

Ein festes Lager bei n vorausgesetzt sind die Auflagerkräfte des frei aufliegenden Trägers:

$$H_n^0 = -\Sigma P^h;\quad H_{n+1}^0 = 0;$$
$$V_n^0 = -V_{n+1}^0 = \frac{\Sigma P^h}{l_n}(e_n - y_u) + H_n\frac{e_n}{l_n} = -\frac{\Sigma P^h y_u}{l_n}.$$

Es ist $H_n = H_n^0 + \mathfrak{H}_n = -\Sigma P^h + \mathfrak{H}_n$ und $H_{n+1} =$ $= H_{n+1}^0 + \mathfrak{H}_{n+1} = \mathfrak{H}_{n+1}$, wo $\mathfrak{H}_n$ und $\mathfrak{H}_{n+1}$ die eigentlichen Ueberzähligen des elementaren Hauptfalles darstellen. Das Gleichgewicht erfordert aber:

$$\Sigma P^h + H_n - H_{n+1} = 0 \text{ oder } \Sigma P^h - \Sigma P^h + \mathfrak{H}_n -$$
$$-\mathfrak{H}_{n+1} = 0, \text{ woraus } \mathfrak{H}_n = \mathfrak{H}_{n+1} \text{ folgt.}$$

Es ist hier ähnlich

$$M_{n+1} = M_n + V^n l_n - H_n e_n - \Sigma P^h(e_n - y_u)$$

oder $$V_n = \frac{M_{n+1} - M_n}{l_n} + (H_n^0 + \mathfrak{H}_n)\frac{e_n}{l_n} +$$
$$+ \Sigma P^h\frac{(e_n - y_u)}{l_n} = \frac{M_{n+1} - M_n}{l_n} + \mathfrak{H}\frac{e_n}{l_n} + V_n^0$$

analog $$V_{n+1} = \frac{M_n - M_{n+1}}{l_n} + V_{n+1}^0 - \mathfrak{H}\frac{e_n}{l_n}.$$

Des weiteren

$$M_x = M_n + V_n x - H_n \eta - \sum_{y_u=0}^{y_u=\eta} P^h(\eta - y_u)$$
$$M_x = M_n + \frac{M_{n+1} - M_n}{l_n}x - \mathfrak{H}_n\frac{e_n}{l_n}x + V_n^0 x +$$
$$+ \Sigma P^h \eta - \mathfrak{H}_n \eta - \sum_0^{\eta} P^h(\eta - y_u).$$
$$= \underbrace{M_n + \frac{M_{n+1} - M_n}{l_n}x}_{F_1} - \underbrace{\mathfrak{H}_n y}_{F_2} +$$
$$+ \underbrace{V_x^0 + \Sigma P^h \eta - \sum_0^{\eta} P^h(\eta - y_u)}_{F_0}.$$

Auch hier läßt sich also die Momentenfläche in drei Teile gliedern, von denen jeder dieselbe, früher bezeichnete Bedeutung beibehält und $\mathfrak{H}$ die eigentliche überzählige des frei aufliegenden Elementes für horizontale Lasten darstellt ($H = H^0 + \mathfrak{H}$).

Es folgt wieder in gleicher Art:

$$\frac{\partial M_x}{\partial M_n} = \frac{l-x}{l};\quad \frac{\partial M_x}{\partial M_{n+1}} = \frac{x}{l};$$
$$\frac{\partial V_n}{\partial M_n} = -\frac{1}{l};\quad \frac{\partial V_{n+1}}{\partial M_n} = +\frac{1}{l};$$
$$\frac{\partial V_n}{\partial H_n} = \frac{e_n}{l_n};\quad \frac{\partial V_{n+1}}{\partial H_n} = -\frac{e_n}{l_n};$$
$$\frac{\partial M_x}{\partial H_n} = \frac{e_n}{l_n}x - \eta = -y;\quad \frac{\partial H_{n+1}}{\partial H_n} = 1;$$
$$\frac{\partial M_x}{\partial H_{n+1}} = -y;\quad \frac{\partial V_n}{\partial H_{n+1}} = \frac{e_n}{l_n};$$
$$\frac{\partial V_{n+1}}{\partial H_{n+1}} = -\frac{e_n}{l_n};\quad \frac{\partial H_n}{\partial H_{n+1}} = 1;$$
$$N_x = -[V_n \sin\varphi + (H_n + \sum_r^{\eta} P^h)\cos\varphi];$$
$$\frac{\partial N_x}{\partial M_n} = \frac{\sin\varphi}{l_n};\quad \frac{\partial N_x}{\partial H_n} = -\frac{e_n}{l_n}\sin\varphi - \cos\varphi;$$
$$\frac{\partial N_x}{\partial M_{n+1}} = -\frac{\sin\varphi}{l_n};\quad \frac{\partial N}{\partial H_{n+1}} = -\frac{e_n}{l_n}\sin\varphi - \cos\varphi.$$

Bei der früheren, sinngemäß übertragenen Bezeichnung folgt somit:

1') $$E\tau_n = \frac{\sec\varphi_n}{J_n}\left[\frac{l_n}{6}(2M_n + M_{n+1}) - \frac{\mathfrak{H}_n}{l_n}B\binom{n}{n+1} + \right.$$
$$\left. + \frac{1}{l_n}S\binom{0}{n+1}\right] + \frac{1}{F_n l_n}\int_0^{l_n} N_x\,dy + \frac{E\Delta_n^v}{l_n} - \frac{E\Delta_{n+1}^v}{l_n};$$

$$1'a)\; E\tau_{n+1} = \frac{\sec\varphi_n}{J_n}\Big[\frac{l_n}{6}(2M_{n+1}+M_n) - \frac{\mathfrak{H}_n}{l_n}B\binom{n}{n} + \frac{1}{l_n}S\binom{0}{n}\Big] - \frac{1}{F_n l_n}\int_0^{l_n} N_x\,dy - \frac{E\Delta_n^v}{l_n} + \frac{E\Delta_{n+1}^v}{l_n};$$

$$2')\; E\Delta_n^h = -\frac{\sec\varphi_n}{J_n}\Big[M_n A_n + \frac{M_{n+1}-M_n}{l_n}B\binom{n}{n} - \mathfrak{H}_n C_n + D_n\Big] - \frac{e_n}{l_n F_n}\int_0^{l_n} N_x\,dy - \frac{1}{F_n}\int_0^{l_n} N_x\,d_x - E\Delta_{n+1}^h;$$

$$2'a)\; E\Delta_{n+1}^h = -\frac{\sec\varphi_n}{J_n}\Big[M_n A_n + \frac{M_{n+1}-M_n}{l_n}B\binom{n}{n} - \mathfrak{H}_n C_n + D_n\Big] - \frac{e_n}{l_n F_n'}\int_0^{l_n} N_x\,dy - \frac{1}{F_n}\int_0^{l_n} N_x\,dx - E\Delta_n^h - \frac{Ee}{l_n}\Delta_n^v + \frac{Ee_n}{l_n}\Delta_{n+1}^v.$$

Führt man auch hier N_x konstant ein, so entfallen die betreffenden Ausdrücke, da $\int_0^{l_n} dy = 0$. Vergleicht man die unter 1′, 2′ usw. gewonnenen Ausdrücke mit denen von 1, 2 (für lotrechte Lasten), so stellt sich eine vollkommene Identität heraus, falls man H durch $\mathfrak{H}$ (d. i. die diesmalige elementare Ueberzählige) ersetzt und der Momentenfläche F_0 die sinngemäße Bedeutung für horizontale Lasten beilegt.

In sämtlichen Ausdrücken hängen die Koeffizienten A, B, C lediglich von der Gurtform ab; für eine symmetrische Parabel z. B. $A = \frac{2}{3}fl$; $B = \frac{1}{3}fl^2$; $C = \frac{8}{15}f^2 l$. D von der Gurtform und Belastung; für eine Parabel: gleichmäßige Belastung $\frac{1}{15}fl^3 q$; eine Einzellast $\frac{Pab}{3l^2}(a^2+3ab+b^2)$; für zwei verschränkt-symmetrische Lasten $= 0$. $S\binom{0}{n}$ hängt lediglich von der Belastung ab: gleichmäßige Last $\frac{1}{24}ql^4$; eine Einzellast $\frac{1}{6}Pab(l+a)$; zwei symmetrische Lasten $\frac{1}{2}Pabl$; zwei verschränkt-symmetrische Lasten $\frac{1}{6}Pab(b-a)$ usw.

Es wurde für ein Element ein konstantes Trägheitsmoment, den praktischen Berechnungen entsprechend, angenommen; die Veränderlichkeit kann aber auch ohne Schwierigkeiten berücksichtigt werden. Es geschieht dies leicht mit dem Verfahren des Verfassers*) unter Benutzung einer Trägheitskurve.

Die Zerlegungsmethode soll hier an wenigen Beispielen der häufigsten baustatischen Gruppe, die man als

kontinuierlicher Rahmenzug mit beliebiger Lagerung und Begrenzung (Formung)

zusammenfassen kann, in ihrer theoretischen Richtigkeit und praktischen Zweckmäßigkeit beweisend vorgeführt werden, während eine umfangreiche allgemeine Uebertragung auf die mannigfaltigsten ebenen und räumlichen Tragwerke der Buchform und Sonderveröffentlichungen vorbehalten ist. Doch ist es leicht, die allgemein analytisch gehaltenen Ableitungen sinngemäß auf die mannigfaltigsten Gebilde zu übertragen.

*) „Analysis veränderlicher, elastischer Gewichte", Techn. Blätter 1914, Heft 2.

Diese Gruppe weist gelenkig oder eingespannt gelagerte Ständer (Stiele) auf, die durch verschieden geformte Gurte miteinander zum tragenden Gebilde verbunden sind. Die Verbindungsstellen der Ständer und Gurte bilden hier die Knoten, sie selbst die Elemente.

Bei Annahme lotrechter Ständer, unnachgiebiger Fußlagerung und Vernachlässigung der Stieldehnungen würden nur wagerechte Knotenverschiebungen denkbar sein.

Bei Berücksichtigung der Ständerdehnungen (die auch negativ sein können) sind dagegen die Werte Δ^v in den obigen Ausdrücken 1, 1′ usw. beizubehalten; ihre Bestimmung erfolgt in sinngemäßer Anwendung der Formeln 2, 2a für Δ^h, indem der Ständer jetzt das um 90° gedrehte, untersuchte Element abgibt.

Beispielsweise ist für lotrechte Ständer von der Höhe h_n, h_{n+1} . . . mit den Querschnittsflächen F_n', F_{n+1}', ... den Querschnittshöhen d_n, d_{n+1} . . . . .

I. bei lotrechter Belastung (und Temperaturänderung)

des Gesamtsystems (positiv nach aufwärts genommen):

$$E\Delta_n^v = -\frac{h_n}{F_n'}(V_n^r + V_n^l) \pm E\varepsilon t o h_n.$$

Ersetzt man die Axialkraft $(V_n^r + V_n^l)$, welche die Auflagerdrücke der angrenzenden Gurtelemente l_{n-1} und l_n abgeben, durch ihre Teilausdrücke, so ist

$$E\Delta_n^v = -\frac{h_n}{F_n'}\Big(A_n^{0r} + \Delta_n^{0l} + \frac{M_{n+1}^l - M_n^r}{l_n} + \frac{M_{n-1}^r - M_n^l}{l_{n-1}} + H_n\frac{e_n}{l_n} - H_{n-1}\frac{e_{n-1}}{l_{n-1}}\Big) \pm E\varepsilon t o h_n,$$

analog

$$E\Delta_{n+1}^v = -\frac{h_{n+1}}{F_{n+1}'}\Big(A_{n+1}^{0r} + A_{n+1}^{0l} + \frac{M_{n+2}^l - M_{n+1}^r}{l_{n+1}} + \frac{M_n^r - M_{n+1}^l}{l_n} + H_{n+1}\frac{e_{n+1}}{l_{n+1}} - H_n\frac{e_n}{l_n}\Big) \pm E\varepsilon t o h_{n+1}.$$

II. Bei horizontalen Lasten des Gesamtsystems:

$$E\Delta_n^v = -\frac{h_n}{F_n'}\Big(V_n^{0r} + V_n^{0l} + \frac{M_{n+1}^l - M_n^r}{l_n} + \frac{M_{n-1}^r - M_n^l}{l_{n+1}} + \mathfrak{H}\frac{e_n}{l_n} - \mathfrak{H}_{n-1}\frac{e_{n-1}}{l_n}\Big)$$

$$E\Delta_{n+1}^v = -\frac{h_{n+1}}{F_{n+1}'}\Big(V_{n+1}^{0r} + V_{n+1}^{0l} + \frac{M_{n+2}^l - M_{n+1}^r}{l_{n+1}} + \frac{M_n^r - M_{n+1}^l}{l_n} + \mathfrak{H}_{n+1}\frac{e_{n+1}}{l_{n+1}} - \mathfrak{H}_n\frac{e_n}{l_n}\Big),$$

wobei V^{0r}, V^{0l}, A^{0r}, A^{0l} die Auflagerkräfte der frei aufliegenden, im Knoten zusammenstoßender Gurtelemente für die entsprechenden Belastungsfälle bezeichnen.

Die Klammerausdrücke stellen den Einfluß der Normalkräfte der Ständer ausschließlich des Eigengewichtes desselben oder etwaiger am Ständer zentrisch oder exzentrisch angreifender lotrechter Lasten dar. Bei Berücksichtigung sind sie in der Klammer durch Addition hinzuzufügen.

Die Buchstabenbezeichnung der Momente und sonstiger Werte ist aus der Abb. 2 ersichtlich, zu deren Ergänzung bemerkt wird:

M_n^l, M_n^r, M_n^u bezeichnen die am Knoten n links, rechts, unten wirkenden Einspannmomente; M_n' das Einspannmoment des Ständerfußes; τ_n^l, τ_n^r, τ_n^u, τ_n' die in Richtung der Momente positiv wirkenden Endverbiegungen.

Jene Momente und Lasten sind positiv, die Zugspannungen beziehungsweise Durchbiegungen unten an den

Gurten und rechts an den Ständern (von $n - 1$ gegen n ausgehend) hervorrufen.

Sämtliche horizontale Knotenverschiebungen werden einheitlich positiv nach links, lotrechte positiv nach aufwärts angenommen. Demnach ist bei der Verwendung der Gleichungen 1, 2 usw. des n^{ten} Elementes das Vorzeichen von Δ_n^h umzukehren, das von Δ_{n+1}^h zu belassen.

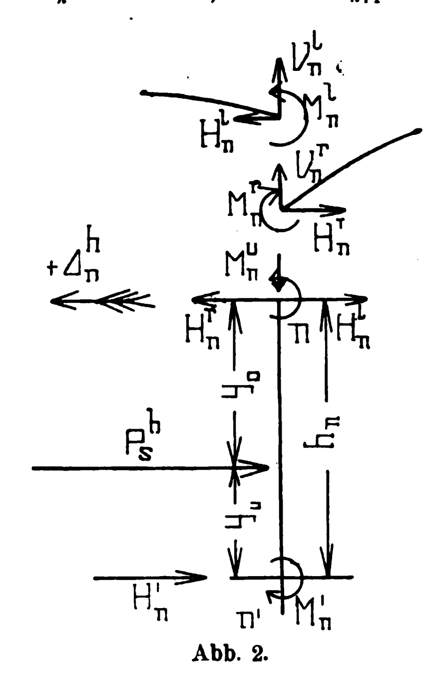


Abb. 2.

Zur Berechnung sämtlicher Auflagergrößen der Elemente benötigt man nur die Gleichheit der Enddeformationen dieser anzuschreiben und die nötigen Gleichgewichtsgleichungen hinzufügen. Die Gleichheit der Enddeformationen bedingt:

$$\Delta_n^{hl} = \Delta_n^{hr} = \Delta_n;$$

$$\tau_n^l = -\tau_n^r,\ \tau_n^l = \tau_n^u \text{ oder auch } \tau_n^u = -\tau_n^r.$$

Die Gleichheit der Verbiegungen ergibt bei drei Elementen stets nur zwei unabhängige Gleichungen.

Das Gleichgewicht am Knoten bedingt stets $\Sigma M_n = 0$ *) oder hier mit Berücksichtigung des Drehungssinnes

$$M_n^r = M_n^l + M_n^u.$$

Faßt man die Ausführungen zusammen und ersetzt die Bezeichnungen durch die früher abgeleiteten Ausdrücke, so erhält man zur Auflösung folgende schematische Gleichungssysteme:

I. Lotrechte Lasten und Temperaturänderung mit Berücksichtigung der Normalkräfte.

Bei jedem n^{ten} Ständer:

a) $$\tau_n^l + \tau_n^r = 0;$$

$$\frac{\sec\varphi_{n-1}}{J_{n-1}}\Big[l_{n-1}(2M_n^l + M_{n-1}^r) - \frac{6H_{n-1}}{l_{n-1}}B_{\binom{n-1}{n-1}} +$$
$$+ \frac{6}{l_{n-1}}S^{n-1}_{\binom{0}{n-1}}\Big] + \frac{\sec\varphi_n}{J_n}\Big[l_n(2M_n^r + M_{n+1}^l) -$$
$$- \frac{6H_n}{l_n}B\binom{n}{n+1} + \frac{6}{l_n}S^n_{\binom{0}{n+1}}\Big] \pm \frac{3E\varepsilon\Delta t}{d_{n-1}}\sec\varphi_{n-1}\,l_{n-1} \pm$$
$$\pm \frac{3E\varepsilon\Delta t}{d_n}\sec\varphi_n\,l_n + 6\left(\frac{1}{l_n} + \frac{1}{l_{n-1}}\right)\Big[\pm E\varepsilon t o h_n -$$
$$- \frac{h_n}{F_n'}\Big(A_n^{0r} + A_n^{0l} + \frac{M_{n+1}^l - M_n^r}{l_n} + \frac{M_{n-1}^r - M_n^l}{l_{n-1}} +$$
$$+ H_n\frac{e_n}{l_n} - H_{n-1}\frac{e_{n-1}}{l_{n-1}}\Big)\Big] - \frac{6}{l_n}\Big[\pm E\varepsilon t o h_{n+1} -$$
$$- \frac{h_{n+1}}{F_{n+1}'}\Big(A_{n+1}^{0r} + A_{n+1}^{0l} + \frac{M_{n+2}^l - M_{n+1}^r}{l_{n+1}} + \frac{M_n^r - M_{n+1}^l}{l_n} +$$
$$+ H_{n+1}\frac{e_{n+1}}{l_{n+1}} - H_n\frac{e_n}{l_n}\Big)\Big] - \frac{6}{l_{n-1}}\Big[\pm E\varepsilon t o h_{n-1} -$$
$$- \frac{h_{n-1}}{F_{n-1}'}\Big(A_{n-1}^{0r} + A_{n-1}^{0l} + \frac{M_n^l - M_{n-1}^r}{l_{n-1}} + \frac{M_{n-2}^r - M_{n-1}^l}{l_{n-2}} +$$
$$+ H_{n-1}\frac{e_{n-1}}{l_{n-1}} - H_{n-2}\frac{e_{n-2}}{l_{n-2}}\Big)\Big] = 0.$$

b) $$\tau_n^l - \tau_n^u = 0;$$

$$\frac{\sec\varphi_{n-1}}{J_{n-1}}\Big[l_{n-1}(2M_n^l + M_{n-1}^r) - \frac{6H_{n-1}}{l_{n-1}}B_{\binom{n-1}{n-1}} +$$
$$+ \frac{6}{l_{n-1}}S^{n-1}_{\binom{0}{n-1}}\Big] - \frac{h_n}{J_n'}(2M_n^u + M_n') +$$
$$\pm \frac{3E\varepsilon\Delta t}{d_{n-1}}\sec\varphi_{n-1}\,l_{n-1} \mp \frac{3E\varepsilon}{d_n'}\Delta t h_n -$$
$$- \frac{6}{l_{n-1}}\Big[\pm E\varepsilon t o h_{n-1} - \frac{h_{n-1}}{F_{n-1}'}\Big(A_{n-1}^{0r} + A_{n-1}^{0l} +$$
$$+ \frac{M_n^l - M_{n-1}^r}{l_{n-1}} + \frac{M_{n-2}^r - M_{n-1}^l}{l_{n-2}} + H_{n-1}\frac{e_{n-1}}{l_{n-1}} -$$
$$- H_{n-2}\frac{e_{n-2}}{l_{n-2}}\Big)\Big] + \frac{6}{l_{n-1}}\Big[\pm E\varepsilon t o h_n - \frac{h_n}{F_n'}(A_n^{0r} + A_n^{0l} +$$
$$+ \frac{M_{n+1}^l - M_n^r}{l_n} + \frac{M_{n-1}^r - M_n^l}{l_{n-1}} + H_n\frac{e_n}{l_n} - H_{n-1}\frac{e_{n-1}}{l_{n-1}}\Big] -$$
$$- \frac{6E\Delta_n^h}{h_n} = 0,$$

oder an Stelle der Gleichung b) auch b′) $\tau_n^r + \tau_n^u = 0;$

$$\frac{\sec\varphi_n}{J_n}\Big[l_n(2M_n^r + M_{n+1}^l) - \frac{6H_n}{l_n}B\binom{n}{n+1} +$$
$$+ \frac{6}{l_n}S^n_{\binom{0}{n+1}}\Big] + \frac{h_n}{J_n'}(2M_n^u + M_n') \pm \frac{3E\varepsilon\Delta t}{d_n}\sec\varphi_n\,l_n +$$
$$\pm \frac{3E\varepsilon\Delta t}{d_n'}h_n + \frac{6}{l_n}\Big[\pm E\varepsilon t o h_n - \frac{h_n}{F_n'}\Big(A_n^{0r} + A_n^{0l} +$$
$$+ \frac{M_{n+1}^l - M_n^r}{l_n} + \frac{M_{n-1}^r - M_n^l}{l_{n-1}} + H_n\frac{e_n}{l_n} - H_{n-1}\frac{e_{n-1}}{l_{n-1}}\Big)\Big] -$$
$$- \frac{6}{l_n}h_{n+1}\Big[\pm E\varepsilon t o - \frac{1}{F_{n+1}'}\Big(A_{n+1}^{0r} + A_{n+1}^{0l} +$$
$$+ \frac{M_{n+2}^l - M_{n+1}^r}{l_{n+1}} + \frac{M_n^r - M_{n+1}^l}{l_n} + H_{n+1}\frac{e_{n+1}}{l_{n+1}} -$$
$$- H_n\frac{e_n}{l_n}\Big)\Big] + \frac{6E}{h_n}\Delta_n^h = 0.$$

c) $$6E\tau_n' = \frac{h_n}{J_n'}(M_n^u + 2M_n') +$$
$$\pm \frac{3E\varepsilon\Delta t}{d_n'}h_n - \frac{6E}{h_n}\Delta_n^h$$

als Auflagerbedingung der Stiele; für feste Einspannung $\tau_n' = 0$, für gelenkige Lagerung entfällt die Gleichung und $M_n' = 0$.

d) Beziehung zwischen Δ_{n+1}^h und Δ_n^h nach 2 a):

$$\frac{\sec\varphi_n}{J_n}\Big(M_n^r A_n + \frac{M_{n+1}^l - M_n^r}{ln}B\binom{n}{n} - H_n C_n + D_n\Big) -$$
$$- H_n\frac{\sec\varphi_n}{F_n}l_n \pm E\varepsilon t_0 l_n \pm \frac{E\varepsilon}{dn}\Delta t\sec\varphi_n A_n \pm$$
$$\pm E\varepsilon t_0\frac{e_n}{l_n}(h_n - h_{n+1}) + \frac{e_n}{l_n}\Big[\frac{h_{n+1}}{F_{n+1}'}\Big(A_{n+1}^{0r} + A_{n+1}^{0l} +$$
$$+ \frac{M_{n+2}^l - M_{n+1}^r}{l_{n+1}} + - \frac{M_n^r - M_{n+1}^l}{l_n} + H_{n+1}\frac{e_{n+1}}{l_{n+1}} -$$
$$- H_n\frac{e_n}{l_n}\Big) - \frac{h_n}{F_n'}\Big(A_n^{0r} + A_n^{0l} + \frac{M_{n+1}^l - M_n^r}{l_n} +$$
$$+ \frac{M_{n-1}^r - M_n^l}{l_{n-1}} + H\frac{e_n}{l_n} - H_{n-1}\frac{e_{n-1}}{l_n}\Big)\Big] +$$
$$+ E\Delta_{n+1}^h - E\Delta_n^h = 0.$$

***) Die Summe aller Einspannmomente am Knoten hebt sich stets ohne Rücksicht auf die Zahl derselben, bei Berücksichtigung ihrer Drehungssinne zu Null auf.**

e) $$M_n^r = M_n^l + M_n^u.$$

f) $$H_n' = H_n - H_{n+1} = \frac{M_n' - M_n^u}{h_n}.$$

Zu diesen Gleichungen $a - f$ bei jedem Ständer kommt zum Gesamtsystem die allgemeine Gleichgewichtsgleichung:

$$\Sigma H' = 0 \text{ oder:}$$

g) $$\Sigma \frac{M_n' - M_n^u}{h_n} = 0.$$

II. Horizontale Lasten mit Berücksichtigung der Normalkräfte.

Bei jedem n^{ten} Ständer.

a) $$\tau_n^l + \tau_n^r = 0;$$

$$\frac{\sec\varphi_{n+1}}{J_{n-1}}\left[l_{n-1}(2M_n^l + M_{n+1}^r) - \frac{6\mathfrak{H}_{n-1}}{l_{n-1}} B\binom{n-1}{n-1} + \right.$$
$$\left. + \frac{6}{l_{n+1}} S^{n-1}_{\binom{0}{n-1}}\right] + \frac{\sec\varphi_n}{J_n}\left[l_n(2M_n^r + M_{n+1}^l) + - \right.$$
$$\left. - \frac{6\mathfrak{H}_n}{l_n} B\binom{n}{n+1} + \frac{6}{l_n} S^n_{\binom{0}{n+1}}\right] + \frac{6h_{n-1}}{l_{n-1}\cdot F_{n-1}'}\left(V_{n-1}^{0r} + \right.$$
$$+ V_{n-1}^{0l} + \frac{M_n^l - M_{n-1}^r}{l_{n-1}} + \frac{M_{n-2}^r - M_{n-1}^l}{l_{n-2}} + \mathfrak{H}_{n-1}\frac{e_{n-1}}{l_{n-1}} -$$
$$\left. - \mathfrak{H}_{n-2}\frac{e_{n-2}}{l_{n-2}}\right) - \frac{6h_n}{F_n'}\left(\frac{1}{l_n} + \frac{1}{l_{n-1}}\right)\left(V_n^{0r} + V_n^{0l} + \right.$$
$$\left. + \frac{M_{n+1}^l - M_n^r}{l_n} + \frac{M_{n-1}^r - M_n^l}{l_{n-1}} + \mathfrak{H}_n\frac{e_n}{l_n} - \mathfrak{H}_{n-1}\frac{e_{n-1}}{l_{n-1}}\right) +$$
$$+ \frac{6h_{n+1}}{F_{n+1}'\cdot l_n}\left(V_{n+1}^{0r} + V_{n+1}^{0l} + \frac{M_{n+2}^l - M_{n+1}^r}{l_{n+1}} + \right.$$
$$\left. + \frac{M_n^r - M_{n+1}^l}{l_n}\right) = 0.$$

b) $$\tau_n^l - \tau_n^u = 0;$$

$$\frac{\sec\varphi_{n-1}}{J_{n-1}}\left[l_{n-1}(2M_n^l + M_{n-1}^r) - \frac{6\mathfrak{H}_{n-1}}{l_{n-1}} B_{\binom{n-1}{n-1}} + \right.$$
$$\left. + \frac{6}{l_{n-1}} S^{n-1}_{\binom{0}{n-1}}\right] - \frac{h_n}{J_n'}(2M_n^u + M_n') - \frac{6}{J_n' h_n} S^h_{\binom{0}{n'}} +$$
$$+ \frac{6h_{n-1}}{l_{n-1}\cdot F_{n-1}'}\left(V_{n-1}^{0r} + V_{n-1}^{0l} + \frac{M_n^l - M_{n-1}^r}{l_{n-1}} + \right.$$
$$\left. + \frac{M_{n-2}^r - M_{n-1}^l}{l_{n-2}} + \mathfrak{H}_{n-1}\frac{e_{n-1}}{l_{n-1}} - \mathfrak{H}_{n-2}\frac{e_{n-2}}{l_{n-2}}\right) -$$
$$- \frac{6h_n}{l_{n-1}\cdot F_n'}\left(V_n^{0r} + V_n^{0l} + \frac{M_{n+1}^l - M_n^r}{l_n} + \frac{M_{n-1}^r - M_n^l}{l_{n-1}} + \right.$$
$$\left. + \mathfrak{H}_n\frac{e_n}{l_n} - \mathfrak{H}_{n-1}\frac{e_{n-1}}{l_{n-1}}\right) - \frac{6E\Delta_n^h}{h_n} = 0$$

oder an Stelle b) Gleichung b′) $\tau_n^r + \tau_n^u = 0;$

$$\frac{\sec\varphi_n}{J_n}\left[l_n(2M_n^r + M_{n+1}^l) - \frac{6\mathfrak{H}_n}{l_n} B_{\binom{n}{n+1}} + \frac{6}{l_n} S^n_{\binom{0}{n+1}}\right] +$$
$$+ \frac{h_n}{J_n'}(2M_n^u + M_n') + \frac{6}{J_n'\cdot h_n} S^h_{\binom{0}{n'}} - \frac{6h_n}{l_n\cdot F_n}\left(V_n^{0r} + V_n^{0l} + \right.$$
$$+ \frac{M_{n+1}^l - M_n^r}{l_n} + \frac{M_{n-1}^r - M_n^l}{l_{n-1}} + \mathfrak{H}_n\frac{e_n}{l_n} - \mathfrak{H}_{n-1}\left.\frac{e_{n-1}}{l_{n-1}}\right) +$$
$$+ \frac{6h_{n+1}}{l_n\cdot F_{n+1}'}\left(V_{n+1}^{0r} + V_{n+1}^{0l} + \frac{M_{n+1}^l - M_{n+1}^r}{l_{n+1}} + \frac{M_n^r - M_{n+1}^l}{l_n} + \right.$$
$$\left. + \mathfrak{H}_{n+1}\frac{e_{n+1}}{l_{n+1}} - \mathfrak{H}_n\frac{e_n}{l_n}\right) + \frac{6E\Delta_n^h}{h_n} = 0.$$

c) **Auflagerbedingung**

$$6E\tau_n' = \frac{h_n}{J_n'}(M_n^u + 2M_n') + \frac{6}{h_n J_n'} S^h_{\binom{0}{n}} - \frac{6E\Delta_n^h}{h_n} = 0.$$

d) **Beziehung zwischen Δ_{n+1}^h und Δ_n^h;**

$$\frac{\sec\varphi_n}{J_n}\left[M_n^r A_n + \frac{M_{n+1}^l - M_n^r}{l_n} B\binom{n}{n} - \mathfrak{H}_n C_n + D_n\right] +$$
$$+ \frac{1}{F_n}\int_0^{l_n} N_x d_x - \frac{Ee_n}{l_n}\frac{h_n}{F_n'}\left(V_n^{0r} + V_n^{0l} + \frac{M_{n+1}^l - M_n^r}{l_n} + \right.$$
$$\left. + \frac{M_{n-1}^r - M_n^l}{l_{n-1}} + \mathfrak{H}_n\frac{e_u}{l_n} - \mathfrak{H}_{n-1}\frac{e_{n-1}}{l_{n-1}}\right) +$$
$$+ \frac{Ee_n}{l_n}\frac{h_{n+1}}{F_{n+1}'}\left(V_{n+1}^{0r} + V_{n+1}^{0l} + \frac{M_{n+2}^l + M_{n+1}^r}{l_{n+1}} + \right.$$
$$\left. + \frac{M_n^r - M_{n+1}^l}{l_n} + \mathfrak{H}_{n+1}\frac{e_{n+1}}{l_{n+1}} - \mathfrak{H}_n\frac{e_u}{l_n}\right) +$$
$$+ E\Delta_{n+1}^h - E\Delta_n^h = 0.$$

e) $$M_n^r = M_n^l + M_n^u.$$

f) $$H_n' = \frac{M_n' - M_n^u}{h_n} - \frac{1}{h_n}\sum_0^{h_n} P_s^h y_0 = H_n^r -$$
$$- H_n^l - \sum_0^{h_n} P_s^h = H_n^{0r} - H_n^{0l} + \mathfrak{H}_n - \mathfrak{H}_{n-1} - \sum_0^{h_n} P_s^h,$$

daher auch

$$\mathfrak{H}_n - \mathfrak{H}_{n-1} = \frac{M_n' - M_n^u}{h_n} + H_n^{0l} - H_n^{0r} + \frac{1}{h_n}\sum_0^h P_s^h y_u.$$

Zu den Gleichungen a—f bei jedem Ständer tritt die Gleichung des Gesamtsystems:

g) $$\Sigma P_g^h + \Sigma P_s^h + \sum_{n=1}^{n=s}\left(\frac{M_n' - M_n^u}{h_n} - \right.$$
$$\left. - \frac{1}{h_n}\sum_0^h P_s^h y^0\right) = 0.$$

P_g^h bezeichnet eine am Gurt angreifende horizontale Last
P_s^h " " " Stiel " " "
y_0, y_u die Entfernungen der letzten von n und n'.

In Gleichung g) sind sämtliche Richtungen übereinstimmend angenommen: von links nach rechts gerichtet.

Bei den Berechnungen für baustatische Zwecke pflegt man den Einfluß der Normalkräfte zu vernachlässigen. Die so vereinfachten Gleichungssysteme sind:

III. Lotrechte Lasten und Temperaturänderungen mit Ausschluß der Normalkräfte.

Bei jedem Ständer:

a) $$\frac{\sec\varphi_{n-1}}{J_{n-1}}\left[l_{n-1}(2M_n^l + M_{n-1}^r) - \frac{6H_{n-1}}{l_{n-1}} B\binom{n-1}{n-1} + \right.$$
$$\left. + \frac{6}{l_{n-1}} S^{n-1}_{\binom{0}{n-1}}\right] + \frac{\sec\varphi_n}{J_n}\left[l_n(2M_n^r + M_{n+1}^l) - \right.$$
$$\left. - \frac{6H_n}{l_n} B\binom{n}{n+1} + \frac{6}{l_n} S^n_{\binom{0}{n+1}}\right] \pm \frac{3E\varepsilon\Delta t}{d_{n-1}}\sec\varphi_{n-1} l_{n-1} \pm$$
$$\pm \frac{3E\varepsilon\Delta t}{d_n}\sec\varphi_n l_n \pm 6E\varepsilon t o\left(\frac{h_n - h_{n+1}}{l_n} + \frac{h_n - h_{n-1}}{l_{n-1}}\right) = 0.$$

b) $$\frac{\sec\varphi_{n-1}}{J_{n-1}}\left[l_{n-1}(2M_n^l + M_{n-1}^r) - \frac{6H_{n-1}}{l_{n-1}} B\binom{n-1}{n-1} + \right.$$
$$\left. + \frac{6}{l_{n-1}} S^{n-1}_{\binom{0}{n-1}}\right] - \frac{h_n}{J_n'}(2M_n^u + M_n') +$$
$$\pm \frac{3E\varepsilon\Delta t}{d_{n-1}}\sec\varphi_{n-1} l_{n-1} \mp \frac{3E\varepsilon\Delta t}{d_n'} h_n \pm$$
$$\pm \frac{6E\varepsilon t o}{l_{n-1}}(h_n - h_{n-1}) - \frac{6E\Delta_n^h}{h_n} = 0,$$

oder:

b′) $$\frac{\sec\varphi_n}{J_n}\left[l_n(2M_n^r + M_{n+1}^l) - \frac{6H_n}{l_n} B\binom{n}{n+1} + \right.$$
$$\left. + \frac{6}{l_n} S^n_{\binom{0}{n+1}}\right] + \frac{h_n}{J_n'}(2M_n^u + M_n') \pm \frac{3E\varepsilon\Delta t}{d_n}\sec\varphi_n l_n +$$
$$+ \frac{\pm 3E\varepsilon\Delta t}{d_n} h_n \pm \frac{6E\varepsilon t o}{l_n}(h_n - h_{n+1}) + \frac{6E}{h_n}\Delta_n^h = 0.$$

c) $$6E\tau_n' = \frac{h_n}{J_n'}(M_n^u + 2M_n') \pm \frac{3E\varepsilon\Delta t}{d_n} h_n -$$
$$- \frac{6E}{h_n}\Delta_n^h.$$

d) $\frac{\sec\varphi_n}{J_n}\left(M_n^r A_n + \frac{M_{n+1}^l - M_n^r}{l_n} B\binom{n}{n} - H_n C_n + \right.$

$\left. + D_n\right) \pm E\varepsilon t o l_n \pm \frac{E\varepsilon\Delta t}{d_n}\sec\varphi_n A_n \pm E\varepsilon t o \frac{e_n}{h_n}(h_n -$

$- h_{n+1}) + E\Delta_{n+1}^h - E\Delta_n^h = 0.$

e) $$M_n^r = M_n^l + M_n^u.$$

f) $$H_n' = \frac{M_n' - M_n^u}{h_n}.$$

g) $$\Sigma\frac{M_n' - M_n^u}{h_n} = 0.$$

IV. Horizontale Lasten mit Ausschluß der Normalkräfte.

Die Gleichungen a—e wie in III, wenn man H_n durch $\mathfrak{H}_n$ ersetzt.

Die Gleichungen f und g wie im System II.

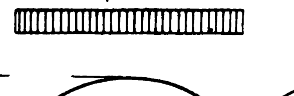
In obigen Gleichungen sind die horizontalen Knotenverschiebungen Δ_n^h vorerst als Unbekannte eingeführt, zu deren Behebung ebenso viele Gleichungen vorhanden sind.

Bei geradlinigen Gurten sind A, B, C, D und $\varphi = 0$; bei gleich hohen Ständern sind auch $e_n = h_{n+1} - h_n = 0$.

Die Anwendung

und Richtigkeit der Gleichungen soll an elementaren Vergleichsbeispielen vorgeführt werden.

Ein Vergleichsbeispiel in Zahlen wird an dem, in Abb. 3 dargestelltem, dreistieligem, gelenkig gelagertem Rahmen mit parabolischen Riegeln gewählt. Es soll der



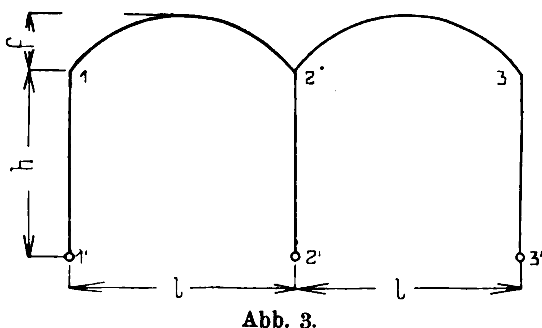


Abb. 3.

allgemeinste Fall, also der einer unsymmetrischen Belastung angenommen werden, z. B. das erste Feld gleichmäßig belastet. Um die beim Castiglianoschen Satze auch so schon umständlichen Ableitungen und Auswertungen zu vereinfachen, wird konstantes Trägheitsmoment und $ds = dx$ eingeführt.

Dem Rahmen liegen z. B. Abmessungen zugrunde:

$$l = 10;\quad h = 5;\quad f = 1.$$

I. Zerlegungsmethode in Elemente.

Bei unnachgiebigen Gelenken und Außerachtlassung axialer Dehnungen treten nur in den Knoten 1, 2, 3 horizontale Verschiebungen Δ_1^h, Δ_2^h, Δ_3^h auf.

Jene Momente werden positiv gewählt, die an der Unterseite der Gurte, an der rechten Seite der Ständer 1, 2 und an der linken des Ständers 3 Zugspannungen erzeugen.

Das Gleichungssystem III liefert dann:

1) $l(2M_2^r + M_3) - \frac{6H_2}{l}B + l(2M_2^l + M_1) -$
$- \frac{6H_1}{l}B + \frac{6}{l}S\binom{0}{1} = 0.$

2) $l(2M_1 + M_2^l) - \frac{6H_1}{l}B + 2M_1 h + \frac{6}{l}S\binom{0}{2} +$
$+ \frac{6EJ}{h}\Delta_1^h = 0.$

3) $l(2M_2^r + M_3) - \frac{6H_2}{l}B + 2M_2^u h +$
$+ \frac{6EJ}{h}\Delta_2^h = 0.$

4) $l(2M_3 + M_2^r) - \frac{6H_2}{l}B + 2hM_3 - \frac{6EJ}{h}\Delta_3^h = 0.$

5) $M_1 A + \frac{M_2^l - M_1}{l}B - H_1 C + D_1 +$
$+ EJ\Delta_2^h - EJ\Delta_1^h = 0.$

6) $M_2^r A + \frac{M_3 - M_2^r}{l}B - H_2 C + EJ\Delta_3^h -$
$- EJ\Delta_2^h = 0.$

Dazu die Gleichgewichtsbedingungen

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u;\quad H_1 = -\frac{M_1}{h};\quad H_2 = -\frac{M_3}{h};$$
$$\Sigma H' = 0 \text{ oder } M_1 + M_2^u = M_3.$$

Multipliziert man die 2., 3., 4. Gleichung mit h und die 5. und 6. mit 6, addiert sodann die 3., 4., 6. und subtrahiert die 3. von den addierten Gleichungen 2 und 5, so eliminieren sich sämtliche Δ^h, und man erhält an Stelle der ersten sechs folgende drei Gleichungen, in denen gleichzeitig H durch die zugehörigen M ausgedrückt wurden:

$$M_2^r\left(3hl + 6A - \frac{6B}{l}\right) + M_2^u 2h^2 + M_3\left(3hl + \right.$$
$$\left. + \frac{18B}{l} + 2h^2 + \frac{6C}{h}\right) = 0.$$

$$M_1\left(2hl + 2h^2 + 6A - \frac{6B}{l} + \frac{6C}{h}\right) + M_2^l\left(hl - \right.$$
$$\left. - \frac{6B}{l}\right) - M_2^r 2hl - M_2^u 2h^2 -$$
$$- M_3\left(hl + \frac{6B}{l}\right) + \frac{6h}{l}S_{(0)} + 6D = 0.$$

$$M_1\left(l + \frac{6B}{hl}\right) + M_2^l 2l + M_2^r 2l + M_3\left(l + \right.$$
$$\left. + \frac{6B}{hl}\right) + \frac{6}{l}S_{(0)} = 0.$$

Nach Einführung der Werte für M_2^r und M_3 aus den Gleichgewichtsbedingungen

$$M_1\left(3hl + 2h^2 + \frac{18B}{l} + \frac{6C}{h}\right) + M_2^l\left(3hl + 6A - \right.$$
$$\left. - \frac{6B}{l}\right) + M_2^u\left(4h^2 + 6hl + \frac{12B}{l} + 6A + \frac{6C}{h}\right) = 0.$$

$$M_1\left(hl + 2h^2 + 6A - \frac{6B}{l} + \frac{6C}{h}\right) + M_2^l\left(\frac{6B}{l} - hl\right) -$$
$$- M_2^u\left(3hl + 2h^2 + \frac{6B}{l}\right) + \frac{6h}{l}S_{(0)} + 6D = 0.$$

$$M_1\left(2l + \frac{12B}{hl}\right) + M_2^l 4l + M_2^u\left(3l + \frac{6B}{hl}\right) +$$
$$+ \frac{6}{l}S_{(0)} = 0.$$

Wegen symmetrischer Gurtform ist $B = A\frac{l}{2}$. Eine Auflösung in allgemeiner Form ist leicht möglich, doch soll die Zahlenberechnung durchgeführt werden. Es ist

$$A = \frac{20}{3},\ B = \frac{100}{3},\ C = \frac{16}{3}.$$

$$S_{(0)} = \frac{1}{24} 10^4 \cdot q = \frac{1250}{3} q; \; D = \frac{1}{15} \cdot 1 \cdot 10^3 q = \frac{200}{3} q;$$

$$M_1 \, 666 + M_2^l \, 425 + M_2^u \, 1216 = 0;$$

$$M_1 \, 316 - M_2^l \, 75 - M_2^u \, 550 + 4125 \, q = 0;$$

$$M_1 \, 14 + M_2^l \, 20 + M_2^u \, 17 + 125 \, q = 0.$$

Nach Elimination von M_2^l:

$$M_1 \, 7370 - M_2^u \, 5702 + 70\,125 \, q = 0;$$

$$M_1 \, 1474 - M_2^u \, 1945 + 18\,375 \, q = 0.$$

$$M_1 = q \frac{70\,125 \cdot 1945 - 18\,375 \cdot 5702}{1474 \cdot 5702 - 1945 \cdot 7370} =$$

$$= - q \frac{31\,618\,875}{5\,929\,902} = - q \frac{10\,539\,625}{1\,976\,634};$$

$$M_2^u = q \frac{1474 \cdot 70\,125 - 7370 \cdot 18\,375}{5\,929\,902} =$$

$$= q \frac{32\,059\,500}{5\,929\,902}.$$

Zähler und Nenner lassen sich restlos durch $6 \cdot 737 = 4422$ dividieren, und man erhält $M_2^u = q \frac{7250}{1341}$.

$$M_2^l = - \frac{1}{20} (125 \, q + 14 \, M_1 + 17 \, M_2^u) =$$

$$= - q \frac{7\,029\,875}{988\,317};$$

$$M_2^v = - q \frac{7\,029\,875}{988\,317} + q \frac{32\,059\,500}{5\,929\,902} = - q \frac{1\,686\,625}{988\,317};$$

$$M_3 = - q \frac{31\,618\,875}{5\,929\,902} + q \frac{32\,059\,500}{5\,929\,902} = + q \frac{115\,625}{658\,878}.$$

II. Derselbe Rahmen wird nach Castigliano untersucht.

Als statisch bestimmter Fall wird der frei aufliegende Träger von der Stützweite $L = 2\,l$ gewählt; die Ueberzähligen sind aus Abb. 4 ersichtlich.

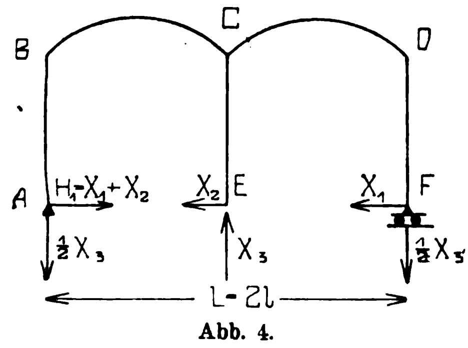


Abb. 4.

Es ist

von A bis B: $M = - (X_1 + X_2) y \quad \frac{\partial M}{\partial X_1} = - y;$

$$\frac{\partial M}{\partial X_2} = - y; \; \frac{\partial M}{\partial X_3} = 0;$$

von E bis C: $M = X_2 y \quad \frac{\partial M}{\partial X_1} = \frac{\partial M}{\partial X_3} = 0;$

$$\frac{\partial M}{\partial X_2} = y;$$

von F bis D: $M = - X_1 y \quad \frac{\partial M}{\partial X_1} = - y;$

$$\frac{\partial M}{\partial X_2} = \frac{\partial M}{\partial X_3} = 0;$$

von B bis C: $M = M_0^l - (X_1 + X_2)(h + \eta) - \frac{X_3}{2} x;$

$$\frac{\partial M}{\partial X_1} = \frac{\partial M}{\partial X_2} = - (h + \eta); \; \frac{\partial M}{\partial X_3} = - \frac{x}{2};$$

von D bis C: $M = M_0^r - X_1 (h + \eta) - \frac{X_3}{2} \xi;$

$$\frac{\partial M}{\partial X_1} = - (h + \eta); \; \frac{\partial M}{\partial X_2} = 0; \; \frac{\partial M}{\partial X_3} = - \frac{\xi}{2}.$$

Die gleich Null gesetzten Differentialquotienten der Arbeitsgleichung liefern:

$$1) \quad (X_1 + X_2) \frac{h^3}{3} + X_1 \frac{h^3}{3} + \int_0^l \left[M_0^l - \frac{X_3}{2} x - (X_1 + X_2)(h + \eta) \right] \cdot - (h + \eta) \, dx + \int_0^l \left[M_0^r - \frac{X_3}{2} \xi - X_1 (h + \eta) \right] \cdot - (h + \eta) \, d\xi = 0.$$

$$2) \quad X_1 \frac{h^3}{3} + X_2 \frac{2}{3} h^3 - \int_0^l \left[M_0^l - \frac{X_3}{2} x - (X_1 + X_2)(h + \eta) \right] (h + \eta) \, dx = 0;$$

$$3) \quad - \int_0^l \left[M_0^l - \frac{X_3}{2} x - (X_1 + X_2)(h + \eta) \right] \frac{x}{2} \, dx + \int_0^l \left[M_0^r - \frac{X_3}{2} \xi - X_1 (h + \eta) \right] \cdot \frac{\xi}{2} \, d\xi = 0.$$

Nach Ausführung der Integration, deren Wiedergabe hier entfallen kann, und Ordnung nach den Unbekannten erhält man:

$$X_1 \left(\frac{2}{3} h^3 + 2 h^2 l + \frac{8}{3} h f l + \frac{16}{15} f^2 l \right) + X_2 \left(\frac{h^3}{3} + h^2 l + \frac{4}{3} h f l + \frac{8}{15} f^2 l \right) + X_3 \left(\frac{h l^2}{2} + \frac{1}{3} f l^2 \right) = q l^3 \left(\frac{h}{3} + \frac{7}{30} f \right);$$

$$X_1 \left(\frac{h^3}{3} + h^2 l + \frac{4}{3} h f l + \frac{8}{15} f^2 l \right) + X_2 \left(\frac{2}{3} h^3 + h^2 l + \frac{4}{3} h f l + \frac{8}{15} f^2 l \right) + \frac{X_3}{2} \left(\frac{h l^2}{2} + \frac{1}{3} f l^2 \right) = q l^3 \left(h \frac{5}{24} + \frac{3}{20} f \right);$$

$$X_1 l^2 \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{3} f \right) + \frac{X_2}{2} l^2 \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{3} f \right) + X_3 \frac{l^3}{6} = \frac{5}{4} q l^4.$$

In Zahlen:

$$X_1 \, 2182 + X_2 \, 1091 + X_3 \, 850 = 5700 \, q;$$

$$X_1 \, 1091 + X_2 \, 1216 + X_3 \, 425 = 3575 \, q;$$

$$X_1 \, 34 + X_2 \, 17 + X_3 \, 20 = 125 \, q.$$

Multipliziert man die zweite Gleichung mit 2 und subtrahiert von ihr die erste, so folgt: $X_2 = \frac{1450}{1341} q$.

Multipliziert man die erste Gleichung mit 2 und die dritte mit -85 und addiert:

$$X_1 \, 4364 + X_2 \, 2182 + X_3 \, 1700 = 11\,400 \, q$$

$$- X_1 \, 2890 - X_2 \, 1445 - X_3 \, 1700 = - 10\,625 \, q$$

$$X_1 \, 1474 + X_2 \, 737 = 775 \, q,$$

oder: $X_1 = q \frac{775}{1474} - X_2 \frac{1}{2} = q \left(\frac{775}{1474} - \frac{725}{1341} \right).$

Demnach: $H_1 = X_1 + X_2 = q \left(\frac{775}{1474} + \frac{725}{1341} \right) =$

$$= 25 \frac{31 \cdot 1341 + 29 \cdot 1474}{1474 \cdot 1341} q = q \frac{2\,107\,925}{1\,976\,634}$$

und: $$M_1 = - H_1 h = - q \frac{2\,107\,925 \cdot 5}{1\,976\,634} = - q \frac{10\,539\,625}{1\,976\,634};$$

$$M_2^u = X_2 h = q \frac{1450 \cdot 5}{1341} = q \frac{7250}{1341}.$$

$$X_3 = \frac{1}{20}\left[125\,q - 17\,(X_2 + 2\,X_1)\right] = \frac{1}{20}\left(125\,q - \frac{17 \cdot 775}{737}\,q\right) = q\,\frac{7895}{1474};$$

$$M_2^l = M_1 - X_3 \frac{l}{2} + q \frac{3}{4} l^2 - \frac{1}{2} q l^2 = q\left(- \frac{10\,539\,625}{1\,976\,634} - \frac{7895 \cdot 5}{1474} + 25\right) = - q\left(\frac{10\,539\,625}{1\,976\,634} + \frac{2625}{1474}\right) = - q\,\frac{7\,029\,875}{988\,317}$$

usw.

Die vollkommene Uebereinstimmung der Endresultate mit denen der Zerlegungsmethode, die hier in der allgemeinsten Form auf einen unsymmetrischen Fall angewandt wurde, beweist ihre Vollkommenheit und die Einwandfreiheit ihrer Voraussetzungen. (Schluß folgt.)

Zur Verbesserung des Eisenbahn-Oberbaues.

Von G. Maas, Geheimer Baurat (Berlin-Steglitz).

Die folgenden Darlegungen beziehen sich auf den Oberbau mit metallenen Querschwellen, enthalten aber auch Angaben, die für andere Oberbauarten von einigem Wert sein dürften.

A. Gleis.

Dem Oberbau mit metallenen Querschwellen der in Deutschland vorwiegend gebräuchlichen Kastenform werden besonders folgende Mängel nachgesagt: Die Schwellen liegen unruhig und drehen sich beim Ueberrollen der Räder stärker um ihre Längsachse als hölzerne Schwellen; sie drücken sich dabei mit ihren scharfen, am stärksten belasteten Außenkanten in die Bettung ein, zermalmen diese und bilden unter den Kanten Hohlräume, die wiederum die Drehbewegungen der Schwelle begünstigen. In der „Eisenbahntechnik der Gegenwart“ [1]) wird darüber gesagt: „Als ein Mangel der eisernen Schwelle mag der Umstand bezeichnet werden, daß sich durch den Angriff der Schienen ein Drehmoment bildet, dem die Hohlschwelle durch Drehung um ihren Kiessattel eher nachgeben kann und wird, als die Holzschwelle mit ihrer breiten und tiefer liegenden Auflagerfläche.“ Auch die Holzschwelle mit Unterlegplatte unterliegt einem Drehmoment, das ein Abheben der Unterlegplatte, bald auf der einen, bald auf

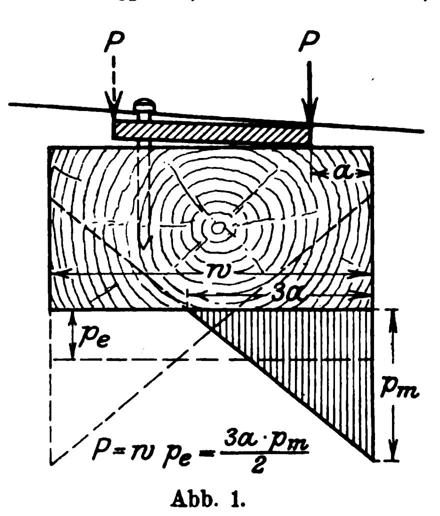


Abb. 1.

der anderen Kante, hervorruft und dadurch die Schienennägel aus dem Holze zieht, so daß ihr Kopf im Ruhezustande den Schienenfuß nicht mehr fest faßt, und das die eine Außenkante der Schwelle stark belastet, die andere von der Bettung abhebt, wie es Abb. 1 [2]) veranschaulicht. Die Drehung erfolgt um den Punkt der Unterfläche der Schwelle, wo die dreieckförmige Belastung endet, indem die Bettung diesem Drucke ebenfalls in Dreieckform nachgibt.

Als fernerer Mangel der metallenen Schwelle wird hervorgehoben, daß sie zur Befestigung der Schienen Löcher erhalten müsse, die ihr Widerstandsmoment gerade da vermindere, wo die Schiene aufliegt, und daß an diesen Löchern, besonders wenn sie gestanzt sind und unausgerundete Ecken haben, erfahrungsmäßig Risse entstehen. Im Handbuche der Ingenieur-Wissenschaften [3]) heißt es deshalb: „Die Schwelle soll durch die Lochung möglichst wenig geschwächt werden, die Löcher dürfen daher nicht zu groß sein, weil sonst Schwellenbrüche vorkommen können. Die Ecken der Löcher sollen abgerundet und die Ecken und Kanten nachgefeilt werden, um Gratbildungen zu beseitigen und alle scharfen Winkel, die Brüche begünstigen, zu vermeiden.“

Was zunächst die Drehbewegung der Schwellen betrifft, so kann sie bei der gegenwärtig üblichen Bauweise des Querschwellenoberbaues nicht verhindert werden. Wohl wird durch feste Unterstopfung oder durch die Einwirkung der Betriebslasten erreicht, daß lotrechte Bewegungen der Schwelle und bleibende Zusammendrückungen der Bettung aufhören, auch können die Drehbewegungen durch dichte Lagerung der Querschwellen eingeschränkt, nicht aber gänzlich aufgehoben werden, weil die elastischen Durchbiegungen der Schiene nur durch eine ununterbrochene, gleichmäßig tragende Unterstützung vermieden werden könnten. Daß solche mit dem bloßen Auge nicht wahrnehmbaren Bewegungen auch bei einer lotrecht festliegenden Schwelle unter dem fahrenden Zuge eintreten, ist schon durch einen rohen Versuch nachzuweisen. Befestigt man eine längere Latte mit zwei Haftern rechts und links an den Seiten einer Schwelle, so werden an den Enden der Latte die Drehbewegungen der Schwelle vergrößert sichtbar. Bei einer fest gestopften Holzschwelle ergaben sich bei 4 m Lattenlänge 3 mm Ausschlag, was einer Bewegung der Außenkante der Schwelle von 0,2 mm entspricht. Bei der raschen Folge der Radangriffe stellt sich eine schwingende Bewegung der Lattenenden ein, jedoch ist deutlich erkennbar, daß sich unter dem ersten Rade das dem Zuge zugewendete Lattenende senkt, das abgewendete in die Höhe schnellt, um darnach sogleich die entgegengesetzte Bewegung zu machen. Die mit diesen Drehbewegungen verbundenen, ungleichmäßigen Belastungen und Reibungen greifen nun besonders die unter der Schwelle befindlichen Teile der Bettung an. Die Bettung ist aber der schwächste und der Schonung bedürftigste Teil des Oberbaues, auch ist sie am schwierigsten und nur mit ver-

---

1) Ausgabe 1901, Band 3 1, S. 81.

2) Bassel, Verkehrstechnische Woche 1913, S. 443; Organ 1910, S. 201.

3) Teil V, Band 2, Abschnitt II, S. 172.

hältnismäßig großen Kosten zu erneuern. Zimmermann sagt [4]) hierüber: „Das Abheben des Gestänges von der Bettung — bei fester Verbindung der Schiene mit der Schwelle — ist eine durch die Erfahrung sowohl, wie durch die Theorie erwiesene, unvermeidliche Tatsache“, und weiter: „Man wird keinem Widerspruch begegnen, wenn man die Bettung als den schwächsten, der Schonung am meisten bedürftigen Teil des Oberbaues ansieht“, endlich: „Die eisernen Querschwellen müssen infolge der starren Verbindung alle Bewegungen der Schiene mitmachen und wirken dabei wie ein Hammer auf die Bettung.“ An anderer Stelle [5]) heißt es: „Bei einer starren Verbindung der Schiene und der Schwellen werden letztere den wellenförmigen Nieder- und besonders Aufbiegungen der Schiene in ganzem Umfange folgen und dadurch ihr Lager regelmäßig wieder lockern.“

Um diese Nachteile der unruhigen Lage, besonders der üblichen eisernen Kofferschwellen, für die Bettung und den ganzen Oberbau aufzuheben, sind sonach folgende Forderungen zu stellen:

1. Die Belastung muß tunlich in der Mittellinie des Schwellenquerschnittes erfolgen, und das Abheben der Schwelle von der Bettung muß unmöglich gemacht werden.

2. Die Druckübertragung auf die Bettung hat in breiten und tiefliegenden Flächen stattzufinden.

3. Die unvermeidlichen elastischen Biegungen und Bewegungen der Schiene unter den Angriffen der Lasten dürfen sich nicht bis auf die Schwelle und die Bettung erstrecken.

4. Die Lochungen in den Schwellen sind wegen ihres ungünstigen Einflusses auf deren Lebensdauer mindestens im Bereich der größeren Biegungsmomente zu vermeiden.

Die erste Forderung kann dadurch erfüllt werden, daß eine schmale, auf der Oberseite schwach gewölbte Unterlegplatte auf die Querschwelle gelegt wird. Theoretisch findet alsdann zwischen Unterseite des Schienenfußes und Oberseite der Platte die Berührung nur in einer Linie statt, die sich infolge der elastischen Zusammenpressung des Materials zu einem Streifen erweitert, dessen Breite um so größer ist, je flacher die Wölbung der Unterlegplatte gemacht wird. Bei einigermaßen enger Schwellenteilung werden auch die elastischen Durchbiegungen der Schiene gering, die Wölbung der Auflegerfläche, an die sich die gebogene Schiene tangential anlegen soll, wird flach und der belastete Streifen entsprechend breit, so daß die spezifische Pressung in seiner Mitte verringert wird und eine bleibende Zusammendrückung des Materials bzw. Bildung einer Druckstelle auf der Wölbfläche oder der Unterseite des Schienenfußes nicht zu besorgen ist. Eine flache Höhlung in der Schiene würde übrigens wie ein Kipplager eines eisernen Brückenträgers wirken. Immerhin empfiehlt es sich, zur Einschränkung der Breite die Länge des Druckstreifens reichlich zu bemessen, also den Schienenfuß breiter zu machen als bisher üblich, zweckmäßig etwa, wie in den Vereinigten Staaten von Amerika, gleich der Schienenhöhe. Dann wird auch für die tragende Kopfplatte der Schwelle nur eine ganz geringe Breite erforderlich, die zu der Breite der Schwelle in so günstigem Verhältnisse steht, daß die ganze Unterfläche der Schwelle gedrückt ist und ein Abheben der Kanten von der Bettung, wie bei Textabb. 1, ausgeschlossen erscheint. Letzteres kann schon bei dem Verhältnisse 1 : 3 dieser Größen nicht eintreten, wie Abb. 2 zeigt. Da aber das Verhältnis der beim Ueberrollen des Rades infolge der Schienenbiegung in Anspruch genommenen Auflagerbreite auf der gewölbten Unterlegplatte zur Schwellenbreite (2 a : 2 b der Abb. 2) auch bei der erwünschten flachen Wölbung des Auflagers erheblich kleiner als 1 : 3 gemacht werden kann, wird die Druckverteilung nach Abb. 3 wesentlich günstiger, d. h. gleichmäßiger, so daß die beim Uebergang eines Rades erst auf der einen, dann auf der anderen Außenkante der Schwelle auftretende größte Pressung nicht mehr erheblich von der geringeren Pressung unter der jeweilig anderen Kante abweicht. Hierdurch wird der von Skibinski [6]) ausgesprochenen Ansicht Rechnung getragen: „Gleichmäßige Druckverteilung, Verminderung des Bettungsdruckes und ruhige Lage der Schwellen können nur erreicht werden, wenn die Lastübertragung auf die Schwelle in deren Mittellinie stattfände.“ Eine genau mittige Lastübertragung würde eintreten, wenn der Kreisbogen der gewölbten Auflagerfläche aus dem Mittelpunkte der Schwellenkopfplatte

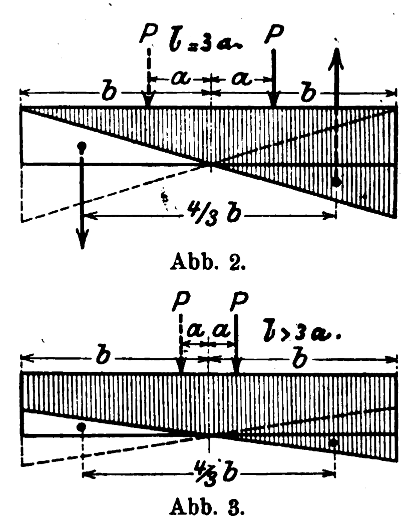


Abb. 2.

Abb. 3.

geschlagen würde; um aber die Druckfläche nicht zu klein werden zu lassen, empfiehlt sich, besonders bei Schienen mit schmalem Fuß, eine etwas flachere, der Schienenbiegung sich anschmiegende Wölbung.

Was die zweite der oben aufgestellten Forderungen, Druckübertragung auf die Bettung durch breite, tiefliegende Flächen, betrifft, so ist aus Abb. 3 ersichtlich, daß die vorstehend behandelte Zusammenziehung des Druckes auf eine tunlichst schmale Wölbfläche in der Mitte des Schwellenquerschnittes noch den Umstand bestehen läßt, daß die Pressung der Bettung an der Außenkante der Schwelle spezifisch am größten ist. Hier aber befinden sich bei der üblichen Kastenschwelle die scharfen, nach unten gerichteten Kanten, die dadurch, daß sie bei Verlegung der Schwellen zuerst allein in unmittelbare Berührung mit der Bettung kommen, besonders nachteilig wirken. In dieser Hinsicht heißt es [7]): „Die eiserne Schwelle (preußische Formen 51, 71, 64 und 66) wirkt zunächst nur mit den beiden schneidenartigen Seitenteilen, die, allein fest auf der Bettung ruhend, die Teilchen unter sich einfach zermalmen“. Dieser nachteilige Zustand währt längere Zeit, weil es schwierig ist, von vornherein den Hohlraum der Kofferschwelle so fest auszustopfen, daß auch die Kopfplatte in dem ihr zugedachten Maße am Tragen der Lasten beteiligt ist. Darüber sagt Haarmann [8]): „Einer der größten und empfindlichsten jener Fehler ist die Schwierigkeit, den Hohlraum der Eisenschwellen so dicht mit Bettungsstoff zu füllen, daß die ganze Schwelle die Last sicher und gleichmäßig auf den Untergrund übertragen kann.“ Es scheint deshalb geboten, die scharfen Kanten zu beseitigen und sie durch genügend breite, tiefliegende und die Aufgabe der Kopfplatte übernehmende, tragende Flächen zu ersetzen, wie auch an anderer Stelle [9])

4) Zentralblatt der Bauverwaltung 1892, S. 234.

5) Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Teil V, Band 2, Abschnitt II, S. 261.

6) Organ für die Fortschritte 1913, S. 48.

7) Wochenschrift für deutsche Bahnmeister 1907, S. 386.

8) Vortrag im Verein für Eisenbahnkunde, Berlin, 10. Mai 1904; Sonderabdruck bei J. G. Kißling, Osnabrück, S. 25.

9) Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Teil V, Band 2, Abschnitt II, S. 261.

verlangt wird, wo es heißt: „Es unterliegt keinem Zweifel, daß ein Gleis mit tiefliegenden Schwellen ruhiger liegt, als ein Gleis, dessen Schwellen mehr auf der Oberfläche liegen.“ Auch der internationale Eisenbahnkongreß [10]) hat die Forderung aufgestellt: „Zur Schonung der Bettung soll die Schwelle eine ebene, breite und tiefliegende Druckübertragungsfläche haben; die Trogschwellen mit den scharfen Fußkanten üben zermalmende Wirkung auf das Schotterbett aus.“

Die Ausschaltung der breiten Kopfplatte als tragender Bestandteil der Kofferschwelle und der Ersatz der scharfen Außenkanten durch breite, tiefliegende, die Aufgabe der Kopfplatte übernehmende tragende Flächen führt zu einem Querschnitt, wie er grundsätzlich in Abb. 4a dargestellt ist. Er besitzt einige Aehnlichkeit mit dem in Abb. 4b

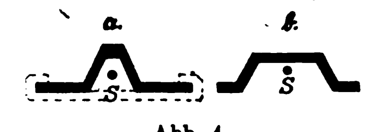


Abb. 4.

in einfachem Riß angegebenen Querschnitt der Vautherinschen Schwelle, jedoch mit dem wesentlichen Unterschiede, daß bei letzterer die Kopfplatte der hauptsächlich tragende Teil bleibt und darin von den nur 3 cm breiten Fußleisten verhältnismäßig wenig unterstützt wird. Gleichwohl würden sich die Vautherinschen Querschwellen voraussichtlich besser bewährt haben, wenn sie nicht in allen Teilen zu schwach bemessen und mit den unter den Rädern in steter Bewegung befindlichen Schienen unmittelbar verbunden worden wären. Bei der üblichen Kofferschwelle ferner liegt der Schwerpunkt des Querschnitts im oberen Teil, bei der Schwelle gemäß Abb. 4a rückt er nach unten, wodurch eine Verringerung der Biegungsspannungen durch besseren Ausgleich der Massen erzielt wird. Durch größere Wandstärke der schmalen Kopfplatte und Aufsetzen der weiter unten behandelten Nutenrippen läßt sich der Querschnitt zu einem Träger gleichen Widerstandes ausbilden. Etwaigen Querspannungen im Querschnitt und dadurch hervorgerufenen Rissebildungen in seinen inneren, einspringenden Winkeln, die bei genügend schmaler und starker Kopfplatte kaum zu besorgen sind, weil die Last bei einigermaßen starker Unterlegplatte von den strebenartig ansteigenden Seitenwänden aufgenommen wird, könnte im voraussichtlich nicht eintretenden Bedarfsfall durch untergezogene Bügel an den Schienensitzen, wie in Abb. 4a einpunktiert ist, begegnet werden.

Die dritte Forderung, laut welcher die unvermeidlichen elastischen Biegungen der Schiene sich nicht bis auf die Schwelle und die Bettung übertragen sollen, kann durch völlige Trennung der Befestigung der Unterlegplatte an der Schwelle von der der Schiene an der Unterlegplatte und durch Einfügung eines federnden Gliedes an geeigneter Stelle letzterer Verbindung erfüllt werden. Auf die ruhige Lage der Schwelle dringt schon Zimmermann, wenn er sagt [11]): „Da liegt es wohl nahe, vor allen Dingen auf eine feste, ruhige Lage der Schwellen in der Bettung hinzuwirken“, und auf die Mittel zur Erreichung dieses Zieles weist Skibinski hin mit den Worten [12]): „Dies (d. h. der ruhige Uebergang der Last) wird nur dadurch zu erreichen sein, daß die Schiene mit der Platte für sich, hingegen unabhängig davon die Platte mit der Schwelle verbunden wird“.

Für den Stuhlschienenoberbau auf hölzernen Querschwellen ist diese Trennung schon ausgeführt, wie Bräuning in seinem Aufsatz „Lagerung und Befestigung von Schienen auf kiefernen Schwellen“ [13]) mitteilt: „Die Verbindung zwischen Stuhl und Schiene und zwischen Stuhl und Schwelle sind voneinander getrennt, um die Befestigungsteile in der Schwelle den vielseitigen und verschiedenartigen, unmittelbaren Angriffen der Schiene zu entziehen“. Ebenso tritt van Dyck für diese Trennung ein, wenn er in seinem Aufsatz „Oberbau auf gußeisernen Stühlen“ [14]) sagt: „Von größter Wichtigkeit ist die völlige Trennung der Mittel zur Befestigung der Unterlagsplatte auf der Schwelle von denen für Schiene und Unterlagsplatte“. Aber auch für den Oberbau mit eisernen Querschwellen läßt sich das gleiche Ziel erreichen und noch besonders vorteilhaft ausbilden, indem man die Verbindung zwischen Schiene und druckverteilender Unterlegplatte beiderseits der ersteren durch federnde, die Bewegung der Schiene in keiner Weise behindernde Glieder bewirkt, die Verbindung der Unterlegplatte mit der Schwelle aber starr macht. Ist die Schwelle dann so fest gestopft, oder durch die Betriebslasten, wie es zumeist der Fall sein wird, so fest gefahren, daß das Bettungslager nur noch elastisch nachgibt, so werden die auf- und abwärtsgehenden Bewegungen der Schiene innerhalb der federnden Teile ihrer Verbindung mit der Unterlegplatte verarbeitet, und wird von letzterer auf die Schwelle keine Bewegung, sondern nur eine Druckbelastung übertragen, welche gemäß der zu Forderung 1 und 2 gemachten Angaben in günstiger Weise auf die Bettung verteilt wird und diese auf Druck nur innerhalb ihrer Elastizität beansprucht.

Laut vierter Forderung sollen die Lochungen in den Schwellen, die deren Widerstandsmoment an der Angriffstelle der Last verringern, wegen ihres ungünstigen Einflusses auf die Lebensdauer der Schwelle [15]) vermieden werden. Zur Erfüllung dieser Forderung sind der Kopfplatte der Schwelle an Stelle von Haarmannschen Rippen, die nur die Unterlegplatte zwischen sich festhalten, Rippen mit inneren Nuten zu geben, in die seitliche Federn der Unterlegplatte eingreifen. Zur Festlegung der Unterlegplatte dient ein flacher Keil, durch den die Federn in den Nuten so nach oben gedrückt werden, daß eine starre Verbindung zwischen Unterlegplatte und Schwelle entsteht.

B. Schienenstoß.

Ein besonders schwieriger Punkt im Gleise ist bekanntlich noch der Schienenstoß, wo die Stoßlücke die Fahrfläche unterbricht und den Zusammenhang der Angriffsmomente aufhebt. Die Schweißung der Schienenenden ist wegen der notwendigen Wärmeausdehnung des Schienenstranges nur für kurze Strecken angängig, soll die Stoßlücke nicht zu weit werden; die Verbindung durch starke Traglaschen bleibt nur so lange wirksam, wie die Anlegeflächen völlig dicht schließen, ein Zustand, der durch Abnutzung der Reibungsflächen bald sein Ende erreicht. Dem Schienenstoß haftet stets der Mangel an, daß bei schwebender Lagerung beider Schienenenden eine Stufenbildung eintritt, während bei fester Lagerung die Anlaufschiene niedergehämmert wird. Blum sagt über den schwebenden Schienenstoß [16]): „Die selbständige, ungleichzeitige Bewegung der beiden Schienenenden im Stoß kann schlechterdings nicht vermieden werden, und es ist daher richtiger, dieser Bewegung Rechnung zu tragen, als dem Unmöglichen nachzustreben, sie (durch starre Verbindung der Enden) zu vermeiden.“ „Die Ablaufschiene biegt sich unter den darüber rollenden Lasten bis unter die Anlaufschiene durch, das Rad wird über den Höhenabsatz nach oben geschleudert und durch den Federdruck alsbald zur

[10]) Zeitung des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen 1913, S. 1101/2, Waas, Die Carnegie-Schwelle.

[11]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1892, S. 234.

[12]) Oesterreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1904, S. 286.

[13]) Organ 1908, S. 179.

[14]) Organ 1912, S. 418.

[15]) Stahl und Eisen 1908, S. 837 ff.

[16]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1894, S. 466, 473/4, 482.

Anlaufschiene zurückgestoßen. Dieser Rückstoß erzeugt die dauernden Verdrückungen und Verbiegungen der Anlaufschienen. Sobald diese Zerstörungen soweit vorgeschritten sind, daß die Lauffläche der Anlaufschiene unter derjenigen der Ablaufschiene steht, fällt jedes Rad unmittelbar, ohne vorherige Hebung, auf die Anlaufschiene hinab, hierbei erhebliche Durchbiegungen und Spannungen erzeugend." „Es dürfte erwiesen sein, daß die Höhenabsätze in der Schienenlauffläche die maßgebenden Ursachen der Stoßzerstörung sind und den Einfluß der Stoßlücken bei weitem überragen"; „daß die Höhenabsätze, abgesehen von Herstellungsfehlern, von der Entfernung der Stoßunterstützungen abhängen, auch durch Laschen nicht nur nicht vermieden werden können, sondern im Gegenteil durch diese Vorschub erhalten." Im Anschluß hieran wird über den ruhenden Stoß gesagt: „Der ruhende Stoß läßt das Zerhämmern des Endes der Anlaufschiene eintreten." Aehnlich äußert sich Sarre[17]: „Diese Absätze (der Schienenrollbahn) sind aber viel schädlichere Fehler, als die bloße Unterbrechung der Rollbahn durch die Fuge an sich. Man ersieht hieraus (aus der beistehenden Berechnung), daß verhältnismäßig kleine Absätze in der Schienenbahn einen viel nachteiligeren Einfluß ausüben, als Schienenfugen von durchschnittlicher Breite." In Uebereinstimmung hiermit heißt es im Handbuch der Ingenieurwissenschaften[18]) vom ruhenden Stoß: „Beim ruhenden Stoß wird die eine Schienenunterstützung sich mit der belasteten Ablaufschiene senken, während die unbelastete Anlaufschiene sich von der Unterlage abzuheben sucht", und vom schwebenden Stoß: „Beim Uebergang des Rades muß das Rad von dem abgebenden Schienenende auf das aufnehmende hinaufspringen".

Auch in neuerer Zeit werden ähnliche Anschauungen von Raschke[19]) und Saller[20]) geäußert und Vorschläge zur Verbesserung von Skibinski[21]) gemacht: „Eine Verbesserung würde durch Beseitigung oder starke Einschränkung des Schwebens der Schienenenden und Herstellung fester Verbindung der Stoßschwellen zu erzielen sein. Beides ist durch den festen Stoß zu erreichen, bei dem die Schienenenden auf eine gemeinsame Platte gelagert werden, und diese auf eine oder zwei Schwellen befestigt". Der fernern Ansicht daselbst, nämlich: „Die gegenseitige Lage der Schienenenden muß durch feste Verbindung mit einer als Stuhlplatte ausgebildeten Unterlagsplatte bewirkt werden", kann nicht beigetreten werden; sie widerstreitet der für den Gleisbau im allgemeinen von den obengenannten Eisenbahntechnikern vertretenen und vorstehend zu Forderung 3 genauer gefaßten Ansicht, gemäß der eine feste Verbindung der Schiene mit der Unterlegplatte grundsätzlich zu vermeiden ist, um den unvermeidlichen Bewegungen der Schiene den erforderlichen Spielraum zu lassen, eine Uebertragung derselben auf die Schwelle und Bettung aber verhütet werden soll. Eine starre Verbindung der Schiene mit der Unterlegplatte ist also auch nicht zum Zweck der gegenseitigen Festlegung der Schienenenden zueinander zuzulassen. Hiervon abgesehen kann als die Meinung der hervorragendsten Fachmänner für den Eisenbahnoberbau angesehen werden, daß der gegenwärtig gebräuchliche schwebende Schienenstoß anfänglich, d. h. in einem neuen Gleise, bei gleich hoher, fester Lage der Stützpunkte für die beiden Schienenenden, vor dem rollenden Rade eine steigende Stufe entstehen läßt, weil das Ablaufende sich etwas unter die Fahrfläche senkt, daß aber im Laufe der Zeit durch das von dieser Stufe emporgeschleuderte und auf das Auflaufende kurz hinter der Stoßlücke herabfallende, auch durch die Wagenfederung herabgestoßene Rad dieses Schienenende niedergehämmert wird, wodurch allmählich eine fallende Stufe in der Fahrbahn entsteht, und das Auflaufende eine deutlich erkennbare, dauernde Durchbiegung, eine sogenannte Stoßknickung, erleidet. Verhältnismäßig am günstigsten verhält sich die Stoßverbindung, wenn und soweit diese dauernde Durchbiegung der Größe der elastischen Senkung des Ablaufendes entspricht, weil alsdann die ungünstigen Stoßwirkungen zurücktreten. Ein solcher Zustand ist indes niemals völlig vorhanden und keinesfalls von Dauer, weil wegen der verschieden starken Belastung des Ablaufendes, bald durch Lokomotivräder, bald durch Räder leichter, unbelasteter Wagen, die Senkungen des Ablaufendes ungleich sind und nicht sämtlich mit der vorhandenen dauernden Durchbiegung des Auflaufendes übereinstimmen. Die Stufenbildung mit ihren nachteiligen Folgen ist also auch in diesem Stadium nicht gänzlich vermieden.

Eine durchgreifende Verbesserung des Schienenstoßes dürfte aber auf folgender Grundlage zu erzielen sein. Die durch ihre Senkung unter der Last die steigende Stufe hervorrufende Ablaufschiene wird bis an ihr Ende fest, die dem Niederhämmern ausgesetzte Auflaufschiene, mit einem kurzen Stück überkragend, schwebend gelagert; beide Auflagerflächen befinden sich, nur durch eine schmale Vertiefung getrennt, auf einer gemeinsamen, nicht zu schwachen Unterlegplatte, und diese ruht auf einer Breitschwelle mit durchgehender ebener Kopfplatte, deren Nutenrippen mit Hilfe des zwischen Schwelle und Unterlegplatte gelegten flachen Keils und der seitlichen Federn der Unterlegplatte die letztere fest mit der Schwelle verbinden. Die Auflagerflächen auf der Unterlegplatte sind nach der Außenseite hin flach zu wölben, damit die Schienen an der Durchbiegung in den beiden benachbarten Schwellenzwischenräumen nicht gehindert werden, im übrigen aber so schmal als möglich zu machen, d. h. nur so breit, wie der Druckstreifen zur unschädlichen Uebertragung der Last zwischen Schiene und Platte bedingt. Hierdurch wird der Abstand zwischen den Außenkanten der beiden Druckstreifen so eingeschränkt, daß es keinen Schwierigkeiten unterliegt, der Stoßschwelle, ohne zum Walzen ungeeignete Abmessungen zu erhalten, eine größere Breite als das Dreifache jenes Abstandes zu geben, so daß auch hier, wie bei der Mittelschwelle, eine nahezu zentrale Belastung erreicht, also die ganze Unterfläche der Schwelle gegen die Bettung gedrückt und ein Aufkippen derselben unter einseitiger Belastung vermieden wird. Die dauernde Zusammenpressung der Bettung erfolgt dabei gleichmäßig, weil beide symmetrisch auf der Schwelle ruhende Schienenlager nach Zahl und Stärke gleiche Belastungen aufnehmen. Die nach Abschluß der bleibenden Zusammendrückung der Bettung unter den Betriebslasten noch eintretende, sehr geringe federnde Zusammendrückung unter den tiefliegenden Fußplatten der Schwelle ist wegen der nahezu genau zentralen Belastung der Stoßschwelle auf beiden Seiten der Schwellen fast gleich, demnach wird die Senkung der beiden, nahe der Schwellenmitte liegenden Auflager beim Stande der Last auf einem derselben nur ganz unwesentlich verschieden sein. Wenn ferner die die beiden Auflagerflächen tragende Unterlegplatte durch den flachen Keil unter ihr fest mit der Schwelle verbunden ist und die Schienenenden selbst beiderseits des Schienenfußes durch die Spannkraft der federnden Krempplatten der Hakenschraubenverbindung mit der Unterlegplatte zusammen gehalten werden, erscheint beim Stande des Rades auf dem Ablaufende eine gleiche Höhe der Fahrflächen der beiden Schienenenden gewährleistet, und die bei einem erst wenig abgefahrenen Oberbau beobachtete steigende Stufe tatsächlich ausgeschlossen. Dies kann mit Recht angenommen werden, weil beim Walzen der Schienen erheblich größere Höhenunterschiede der Köpfe eintreten und zuge-

17) Zentralblatt der Bauverwaltung 1892, S. 410.

18) Teil V, Band 2, Abschnitt II, S. 215; Abschnitt III, S. 327.

19) Organ 1910, S. 142.

20) Organ 1911, S. 293.

21) Organ 1913, S. 65/66.

lassen werden, als der Unterschied der federnden Zusammenpressung der Bettung unter den beiden Auflagern beträgt. Findet sonach ein Emporschleudern des Rades durch eine steigende Stufe und nachfolgendes Herabfallen auf das Anlaufende nicht statt, so ist die zerstörende Beanspruchung dieses Schienenendes wesentlich vermindert.

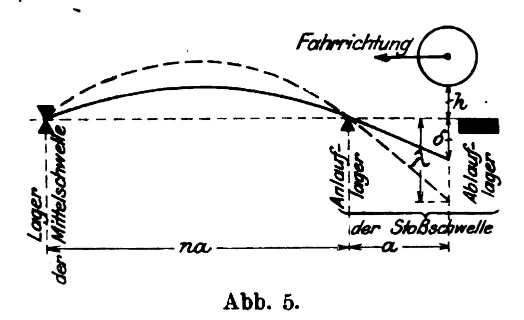


Abb. 5.

In der Formel für die Durchbiegung unter der stoßenden Last[22]) $\lambda = \delta + \sqrt{2h\delta + \delta^2}$, Abb. 5, ist dann $h = 0$ zu setzen, und wird $\lambda = 2\delta$, worin $\delta = \frac{P \cdot a^3 \cdot 2(n+1)}{6 \cdot \varepsilon \cdot J}$ der Wert für die Durchbiegung unter der ruhenden Last ist. Wird, um an einem Beispiel die Rechnung durchzuführen, die Unterlegplatte der Mittelschwelle 5 cm breit gemacht und die Seitenteile der Schwelle je 12 cm, die Schwelle selbst also $5 + 2 \times 12 = 29$ cm breit, ferner die Unterlegplatte der Stoßschwelle bei zwei Auflagern von ebenfalls 5 cm und einer zwischenliegenden Vertiefung von 6 cm Breite, über der das Schienenende mit der Länge $a = 5$ cm überkragend freischwebt, so daß 1 cm auf die Stoßlücke entfällt, $2 \times 5 + 6 = 16$ cm breit, die Stoßschwelle selbst bei Ausbildung der Seitenteile, wie bei der Mittelschwelle $16 + 2 \times 12 = 40$ cm breit, wird endlich die dem Anlaufende benachbarte Mittelschwelle tunlichst dicht an die Stoßschwelle gerückt, so daß zwischen den Fußkanten der Schwellen ein Stopfraum von 22 cm [23]) bleibt, so wird der Abstand $n \cdot a$ von Mitte Auflager der Mittelschwelle bis Mitte Auflager des schwebend gelagerten Anlaufendes: $na = \frac{29}{2} + 22 + 12 + \frac{5}{2} = 51$ cm; demnach ist das Verhältnis der Stützlänge na zur freischwebenden Kraglänge a gleich $51 : 5 = 10{,}2$. Der Raddruck ist $P = 8000$ kg, das Trägheitsmoment J der preußisch-hessischen Schiene Form 15 gleich 1582,9 cm⁴, also $\delta = \frac{8000 \cdot 5^3 \cdot 2\,(10{,}2 + 1)}{6 \cdot 2000000 \cdot 1582{,}9} = 0{,}00118$ cm und $\lambda = 2\delta = 0{,}00236$ cm $= 0{,}0236$ mm. Wird für die Größe a außer der freien Kraglänge von 5 cm noch die halbe Auflagerbreite von 2,5 cm hinzugenommen, also $a = 7{,}5$ und $n = \frac{51}{7{,}5} = 6{,}8$ gesetzt, so wird $\lambda = 0{,}0041$ cm $= 0{,}041$ mm. Beide Maße haben gegenüber den Unebenheiten an Rad und Schiene keine Bedeutung und können keine dauernde Durchbiegung des schwebenden Endes der Anlaufschiene hervorrufen. Wie die steigende Stufe wird also auch die sonst später eintretende fallende Stufe am Schienenstoß vermieden. Voraussetzung ist dabei, daß die sich unmittelbar auf die Bettung aufsetzenden, breiten und tiefen Fußplatten der Stoßschwelle durch Stampfen oder vorsichtige Befahrung mit schweren Betriebslasten festgelagert sind und nur noch der federnden Bewegung der Bettung unterliegen, ehe eine belangreiche Abnutzung oder Beschädigung der Schienenenden eintreten konnte. Harter, scharfkantiger Feinschlag von 3 bis 6 cm Korngröße mit hoher Bettungsziffer, der sich ohne Zerstörung durch Stopfarbeit bald festlagert und nur wenig federt, wird diese Voraussetzung am ehesten erfüllen.

Die vorstehend geschilderte Bauart des Schienenstoßes macht tragende Laschen unnötig und dürfte selbst der Flachlaschen zur Sicherung des fluchtrechten Verlaufs der Fahrkante entraten können, weil dieser bei dem kurzen Abstand der Auflager auf der einheitlichen Unterlegplatte durch seitliche, den Schienenfuß beiderseits begrenzende Leisten genügend gesichert werden kann. Dann können aber die Laschenlöcher in den Schienen wegfallen, an denen erfahrungsmäßig die meisten Schienenbrüche auftreten.

C. Ausführung.

Ein Oberbau nebst Schienenstoß auf eisernen Querschwellen, der den vorstehenden Forderungen und Darlegungen gerecht zu werden sucht, ist in den Abb. 6 bis 13 dargestellt. (In mehreren Ländern patentiert.)

Die Schiene ruht über den Mittelschwellen gemäß Abb. 6 und 7 mittels einer schmalen, schwachgewölbten Unterlegplatte auf, die den empfangenen Druck auf die Bettung in ganzer Schwellenbreite überträgt, weil letztere mehr als dreimal so groß wie die Plattenbreite ist. Durch die gewölbeartig seitlich verstärkte Form der Kopfplatte der Schwelle und die beiderseits anschließenden, strebenartigen Schenkel wird der Druck auf breite, tiefliegende Flächen übertragen. Die Kopfplatte hat ferner, statt der Rippen nach Haarmann, die nur die Unterlegplatten zwischen sich fassen, höhere Rippen mit inneren Nuten erhalten, in die seitliche Federn f der Unterlegplatte eingreifen. Zur Festlegung der Unterlegplatte dient der flache Keil k, durch den die Federn in den Nuten so nach oben gedrückt werden, daß eine starre Verbindung zwischen Unterlegplatte und Schwelle entsteht. Dagegen ist die Verbindung zwischen Unterlegplatte und Schienenfuß frei beweglich innerhalb des Spielraumes s der starken Federplatten gestaltet, indem statt des starren Hakens der bisher meist üblichen Hakenplatte auch an der Außenseite der Schiene eine Befestigung mit Klemmplatten vorgesehen ist, um ein gleichmäßiges Anheben beider Seiten des Schienenfußes zu ermöglichen; dabei drehen sich die Klemmplatten um die oberen Kanten a der Stützknaggen und kehren unter dem Druck der Krempfedern mit der sich wieder senkenden Schiene in die Ruhelage zurück.

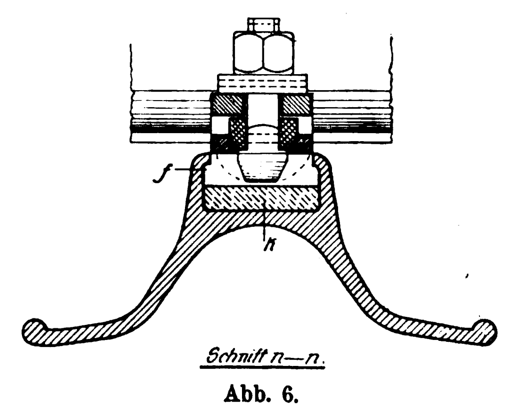


Abb. 6.

Es entstehen also nirgends offene Spielräume, und die Schiene macht ihre unvermeidbaren Auf- und Abbewegungen in bestimmter Grenze unabhängig von der in Ruhe bleibenden Unterlegplatte, so daß Schwelle und Bettung keine hämmernden Stöße erleiden. Gleichzeitig wird erreicht, daß die Schwelle nicht mehr gelocht zu werden braucht, auch wird durch die hohen Nutenrippen und stärkere gewölbartige Ausbildung der schmalen Kopfplatte ein Gegengewicht gegen die größeren, tiefliegenden Fußplatten geschaffen, wodurch der Schwerpunkt des Querschnitts der Schwelle in die Mitte der Höhe rückt, also Zug und Druck aus der Biegung gleich gemacht werden.

22) Zentralblatt der Bauverwaltung 1894, S. 473.

23) Eisenbahntechnik der Gegenwart. Band 3, I, S. 70.

Beide Umstände bewirken, daß der Querschnitt der Schwelle bei gleichem Widerstandsmoment leichter wird, als der der Trogschwelle.

Die Regelung der Spur erfolgt gemäß Abb. 7 und 8 in einfacher Weise durch die Spurstange *t*, die eine ganz allmähliche Spurerweiterung in den Uebergangsbögen gestattet. Die die Spur bestimmenden, nach der Innenseite der Gleiskrümmungen verlängerten und durch Nummern unterschiedenen Spurstangen können in der Mitte der Schwellen festgebolzt werden; man braucht dann nur diese Mittelbolzen in der Gleisachse auszurichten, um genaue Lage beider Schienen zu erhalten. An Stelle der Spurregelung mittels Spurstange kann auch die Regelung mit geschoben werden. Der Kopf der Hakenschrauben wird von oben durch etwa kegelförmig gebohrte, längliche Löcher der Unterlegplatte gesteckt, Abb. 7 und 9, zur Erzielung einer größeren Anlagefläche um 90° gedreht und der Keil *k* untergeschoben, ohne ihn zunächst festzutreiben. Die Verbindung der Platte mit der an der Schwelle schon angebrachten Spurstange *t* erfolgt durch die genannte, gegen Losdrehen gesicherte Stiftschraube, die in die wagerecht noch verschiebliche Unterlegplatte mit dem glatten Schaftteil, dem ein Uebergangskegel vorausgeht, hineingesteckt und durch Schraubengewinde verschiedenen Durchmessers aber gleicher Ganghöhe mit den Lappen der Spurstangengabel verbunden wird, dadurch zugleich die richtige Spur-

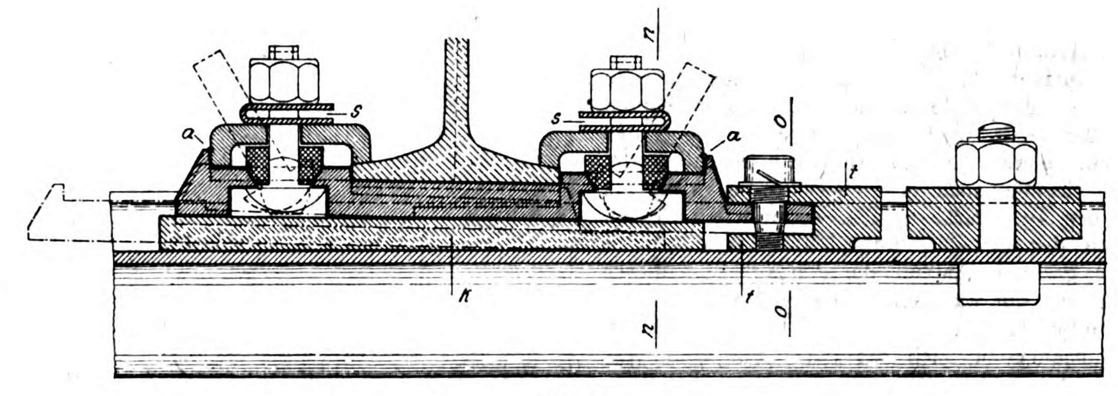


Abb. 7.

Spurplättchen nach der bei den Badischen Staatsbahnen eingeführten Bauart Roth & Schüler von 1893/99 unter ähnlicher Lochung der Unterlegplatte, wie sie dort in der Kopfplatte der Schwelle vorgenommen ist, angewendet werden, jedoch erscheint es nicht richtig, wie dort geschehen, auf die Unterlegplatte und die Trennung der Befestigungen zu verzichten, weil die starre, unmittelbare Verbindung der Schiene mit der Schwelle die Bewegungen der Schiene nicht aufhebt, vielmehr ihre nachteilige Wirkung begünstigt. Die Unterlegplatten ferner werden zwar bei festangezogenen Keilen vermöge der Reibung in ihrer richtigen Lage verharren, immerhin erscheint es zur Sicherung der Spur, wie auch deren Regelung sein möge, geboten, sie durch besondere Klemmen oder, nach Abb. 7, durch kräftige, der Kopfplatte aufliegende Stangen *t* festzulegen. Da diese zur Aufnahme der wagerechten Seitenstöße der Fahrzeuge dienenden, gegebenenfalls zugleich die Spur regelnden Stangen zwar in der Regel auf Zug, unter besonderen Umständen aber auch auf Druck in Anspruch genommen werden, empfiehlt es sich, die Verbindung zwischen Unterlegplatte und Spurstange so zu gestalten, daß letztere in ihrer Achse angegriffen wird, etwa wie in Abb. 7 und 8 unter Verwendung einer Stiftschraube dargestellt ist.

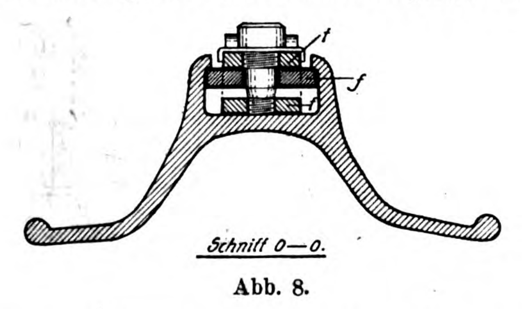


Abb. 8.

Das Kleineisenzeug ist so gestaltet, das es von oben her ohne jede Bewegung der Schiene oder Schwelle, also ohne Lockerung des fest gewordenen Schwellenlagers, eingezogen werden kann. Nach den Einpunktierungen in Abb. 7 können die Unterlegplatten, Abb. 9, zwischen Schwelle und Schiene ohne Anheben der letzteren ein-

weite sichernd, Abb. 7 und 8. Nach Anziehen des Keils *k* sitzt die Unterlegplatte mit ihren seitlichen Federn *f*, Abb. 6, 8 und 9, fest in den Nuten der Schwellenrippen. Die länglichen Füllplättchen, die den Spurplättchen der Bauart Roth & Schüler ähneln, aber, sofern sie nicht zur Spurregelung dienen, einheitlich gestaltet sind, werden über den Schaft der Hakenschrauben gestülpt, desgleichen die Klemm- und Federplättchen, und darnach die Muttern aufgedreht. Dann sitzt der Schienenfuß fest zwischen den höheren Seitenteilen der Unterlegplatte, Abb. 7 und 9, kann sich aber wegen der Wölbung der Auflagerfläche derselben im Rahmen des Spielraumes *s* der Krempplatten lotrecht bewegen, Abb. 6, 7 und 9, ohne daß die Unterlegplatte an der Bewegung teilnimmt. Die Füllplättchen halten mit ihrem quadratischen Loch die Vierkante der Hakenschrauben fest und werden selbst durch ihre längliche Form am Drehen verhindert.

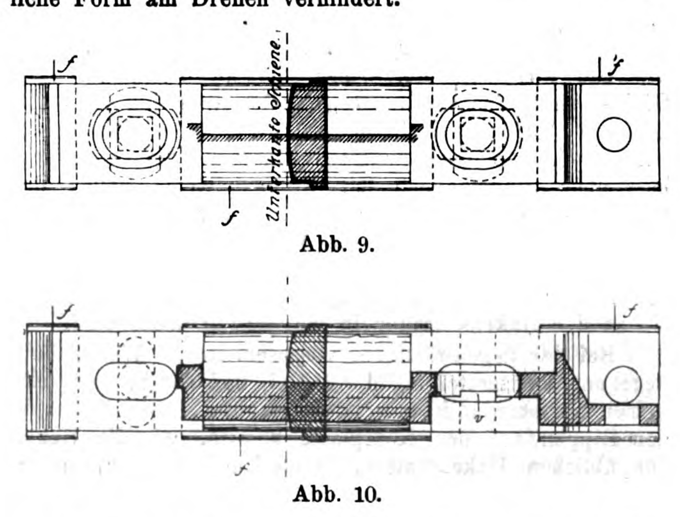


Abb. 9.

Abb. 10.

Zur Verminderung des Kleineisenzeuges und Vereinfachung der Bauart kann auch auf die Füllplättchen verzichtet werden, und können die Lochungen in den Unterlegplatten lotrechte Wandungen erhalten. Nach Durchsteckung der übereinstimmend mit den Löchern halb-

kreisförmig geschlossenen Haken werden die Hakenschrauben vor Unterschiebung des Keils um 90⁰ gedreht und sitzen dann gleichfalls durch ihren Vierkant fest in der Platte, können sich auch in der Längsachse des Loches ebenfalls nicht verschieben und schief stellen, wenn nach Abb. 10 flache Vertiefungen *v* in den Längsschlitzen für die Hakenschraubenköpfe auf der Unterseite der Platte, in die Köpfe eingreifen, angebraht werden.

Für den Schienenstoß erhalten die Schwelle und Unterlegplatte die in Abb. 11 dargestellte Form. Die Auflagerfläche für das Ablaufende ist nur außenseitig gewölbt, die für das Auflaufende beiderseitig, weil dieses Schienenende auf eine kurze Strecke frei schweben soll. Da die durch die gemeinsame Unterlegplatte und die ebene Kopfplatte der Stoßschwelle gewährleistete gleiche Höhenlage der Lauffläche beider Schienenenden für das freischwebende Auflaufende nur eine ganz geringe federnde Nachgiebigkeit erforderlich bzw. wünschenswert erscheinen läßt, konnten die beiden Auflager sehr dicht aneinander gerückt werden, so daß, ebenso wie die Mittelschwelle, auch die Stoßschwelle noch erheblich breiter wird, als das Dreifache des Auflagerabstandes, wodurch ein Drehen oder Aufkanten der Schwelle ausgeschlossen ist. Auch ermöglicht der geringe Abstand der Auflager bei dieser Ausführungsart auf die Laschenverbindung zu verzichten, da auch die Stoßplatte stärkere seitliche Teile besitzt, die die beiden Schienenenden nach Art einer Fußlasche fest umfassen, Abb. 12 und 13, wobei erstere unbeschadet ihrer lotrechten Bewegungsfreiheit durch die Klemmplatten und Hakenschrauben in ihrer Nische gehalten werden. Mit

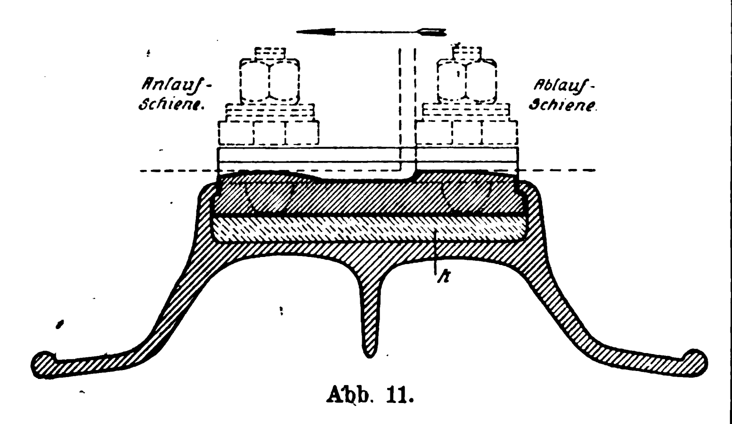


Abb. 11.

den Laschen kommen natürlich auch die Laschenlöcher in den Schienen in Wegfall. Abb. 12 stellt die Stoßplatte mit Füllplättchen, Abb. 13 ohne solche dar.

Die wichtigste Forderung, die an die Bauart des Gleises zu stellen sein dürfte, nämlich, daß sich die Stöße gegen die Schienen nicht bis auf die Bettung übertragen, wird auch von dem neuesten Oberbau der preußisch-hessischen Staatsbahnen mit Rippenleistenschwellen des Stahlwerkes Osnabrück noch nicht erfüllt, weil der innenseitige Schienenfuß durch die Klemmhaken fest mit der Schwelle verbunden ist, während der äußere Schienenfuß vom Haken der Unterlegplatte umfaßt und durch Anziehen der Hakenschraube in ihn hineingepreßt wird.

Bei der gegenwärtigen, vorgeschrittenen Walztechnik begegnet die Herstellung der Mittel- und der Stoßschwelle keinen unüberwindlichen Schwierigkeiten. Die Nuten in den Rippen auf der Kopfplatte können, wie die Haken der üblichen Hakenplatten, durch Umbiegen der Rippenlappen um einen Stab von entsprechendem Querschnitt hergestellt, oder durch Anordnung von lotrechten, dicht hinter bzw. zwischen die Hauptwalzrollen gestellten Doppeldruckrollen — gegebenenfalls zur genügend tiefen Auswalzung der Nuten zwei gegeneinander etwas versetzte Rollensätze — eingewalzt oder nachträglich besonders ausgehobelt werden. Der Kopfschluß der Schwellen wird in der üblichen Weise hergestellt, nachdem die hohen Nutenrippen an der Biegungsstelle bis auf die Kopfplatte durchgeschnitten sind. Die Unterlegplatten sind in der Richtung der Schienen zu walzen, wobei die Stützknaggen für die Klemmplatten und die Vertiefung mit Schräge für die Schienenneigung auf der Oberseite, sowie die Schlitze

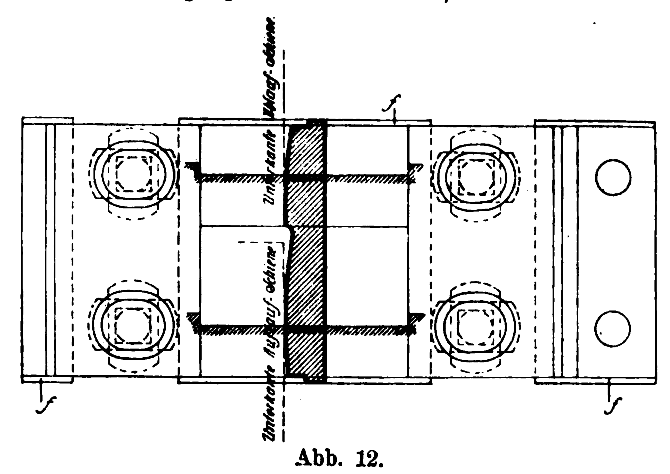


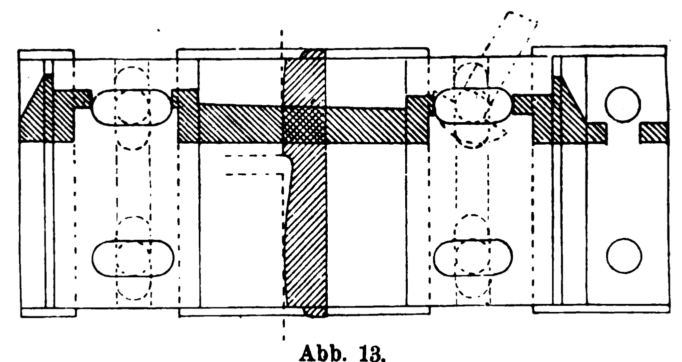
Abb. 12.

für die Köpfe der Hakenschrauben nebst flacher Vertiefung zur Festhaltung der Köpfe und die Keilschräge auf der Unterseite gewonnen werden, so daß für weitere Bearbeitung nur das Hobeln der seitlichen Federn, das Bohren der länglichen, mit Halbkreisen geschlossenen Bolzenlöcher und die Ausrundung der Auflagerflächen, sofern letztere nicht auch im Walzverfahren bewerkstelligt wird, durch eine besondere Arbeitsmaschine verbleibt.

Wegen der günstigeren Materialverteilung und des Wegfalls der Löcher werden die Schwellen bei gleichem Widerstandsmoment sich keinesfalls teurer stellen als die übliche Kofferschwelle und die Carnegieschwelle, auch die Kosten der Stoßschwelle werden niedriger sein, als die zweier Stoßnebenschwellen, die sie ersetzt, und der Breitschwelle, Form 64 und 66, oder der Leistenbreitschwelle der preußisch-hessischen Staatsbahnen. Ebenso werden die Unterlegplatten bei Herstellung in größerer Menge wohl nicht teuerer werden, als die bisher üblichen Hakenzapfen- oder Ankerplatten des Osnabrücker Stahlwerkes.

Zur Gewinnung eines guten Oberbaues dürften auch noch folgende allgemeine Regeln beitragen:

Die Schwellen werden nur beiderseits des Schienenauflagers, und zwar auf der Innenseite der Schiene keinesfalls weiter, vielmehr etwas weniger weit, als auf der Außenseite, fest auf die Bettung gestützt, damit die


Abb. 13.

gesamte Pressung auf der Innenseite einen geringeren, oder höchstens den gleichen Wert, wie auf der Außenseite, erreicht. Der mittlere Teil der Schwelle — bei 2,70 m Länge etwa 0,40 bis 0,50 m — bleibt also völlig frei von stützender Bettung unter den tiefliegenden Fußplatten. Nach Abschluß der bleibenden Zusammendrückung der Bettung unterliegen die Schwellen nur der vorübergehenden elastischen Senkung und Durchbiegung nach unten, welche

nach den Untersuchungen von van Dyk[24]) in ungefährer Trapezform beiderseits des Schienenauflagers mit stärkerer Senkung unter der Schiene und abnehmender Senkung nach den Enden der Bettung hin sich einstellt. Bei dieser Verteilung des Drucks auf die Bettung entstehen nur positive Biegungsmomente, welche bis zum außenseitigen Kopfende der Schwelle gleich Null werden, auch innenseitig der Schiene positiv abnehmen, jedoch höchstens bis gleichfalls Null am Ende der stützenden Bettungsstrecke, und diesen Endwert im mittleren, ungestützten Schwellenteil behalten. Negative Biegungsmomente, wie sie bei Unterstützung der Schwelle in ganzer Länge auftreten, werden dadurch vermieden.

Da für die Durchbiegung der Schienen der Schwellenabstand mit seiner dritten Potenz zur Wirkung gelangt, während Trägheitsmoment der Schiene und Bettungsziffer nur mit dem einfachen Wert zur Geltung kommen, so ist, wie in den Vereinigten Staaten üblich, der Schwellenabstand möglichst klein und auch durchweg gleich groß zu nehmen, damit die Durchbiegungen der Schiene überall die gleichen sind, was auch den ruhigen Gang der Fahrzeuge fördert. Wie oben für den Stützenabstand neben dem Schienenstoß, so würde auch für die übrigen Stützenabstände der Schiene ein Maß von etwa nur einem halben Meter wünschenswert sein.

Zweckmäßig erhalten die Schienen einen etwas breiteren Fuß, als bisher in Europa üblich, um wie oben ausgeführt, die Breite des Druckstreifens auch bei flacher Wölbung des Auflagers und dadurch auch die Breite der Unterlegplatte einzuschränken. Ferner empfiehlt es sich, die Walzenfuge außerhalb des Kopfes der Schiene zu legen, um die in der Mitte des Schienenkopfes vielfach auftretenden Risse zu vermeiden.

Die bei einem guten Oberbau zu erwartende Verminderung der Erschütterungen wird sich für die Schonung des Oberbaues und der Fahrzeuge sowie für die Ruhe der Reisenden vorteilhaft erweisen.

24) Organ 1915, S. 208, Abb. 85 und 86.

Kleine Mitteilungen.

Angelegenheiten des Vereins.

Vereinsversammlung am Mittwoch, 8. Nov. 1916.
Vors.: Herr Schleyer. Schriftf.: Herr Schütz.
Anwesend: 20 Mitglieder und Gäste.

Der Vorsitzende eröffnet die Sitzung mit Begrüßungsworten für die Gäste, insbesondere für den Vortragenden, Herrn Prof. Dr. techn. Schönhöfer aus Braunschweig. Aus der geschäftlichen Mitteilung geht hervor, daß der Verein bisher infolge des Krieges erfreulicherweise nur drei Mitglieder verloren hat. Die finanzielle Lage ist im allgemeinen gut, wenn auch von einigen im Felde stehenden Mitgliedern und Ausländern vielfach die Beiträge nicht eingegangen sind; es steht aber zu hoffen, daß dies Versäumnis zum Teil nach dem Kriege nachgeholt werden wird. Der Rechnungsabschluß des Verbandes für 1915 und der Voranschlag für 1917 wird genehmigt. Hierauf war über den Beitritt zum „Deutschen Verbande technisch-wissenschaftlicher Vereine“ und zum „Mitteleuropäischen Verbande akademischer Ingenieur-Vereine“ Beschluß zu fassen. Der Beitritt zum ersteren, der die weiteren Ziele verfolgt, wird beschlossen, während die Entschließung über den Beitritt zum Mitteleuropäischen Verbande nach längerer Debatte bis zur nächsten Sitzung vertagt wird.

Es folgt der Vortrag des Herrn Professor Dr. techn. Schönhöfer über die „Bauausführung eiserner Brücken“. In früherer Zeit fand das Eisen hauptsächlich für Kriegszwecke Verwendung, da das zunächst allein bekannte Gußeisen als Baustoff wenig geeignet war. Nach Erfindung des Schweißeisens begann ein mächtiger Aufschwung im Bau eiserner Brücken, der seine heutige überragende Bedeutung jedoch erst der Erfindung des Flußeisens durch Bessemer und Martin verdankt. Aber erst nachdem der Engländer Thomas ein Verfahren entdeckt hatte, auch die in Deutschland hauptsächlich vorkommenden phosphorhaltigen Erze zu verarbeiten, konnte unser Vaterland erfolgreich in den Wettbewerb mit England treten, das es heute nicht nur erreicht, sondern sogar weit überflügelt hat; betrug doch vor dem Kriege die deutsche Roheisenerzeugung 19 000 000 t gegen 10 000 000 t in England. Nach diesem geschichtlichen Ueberblick ging der Vortragende des näheren auf sein eigentliches Thema ein, streifte zunächst kurz die Herstellung der Bauteile in der Werkstatt und schilderte dann an der Hand zahlreicher Lichtbilder die Ausführung auf dem Bauplatze, die verschiedenen Bauweisen mit und ohne Gerüst an zahlreichen Beispielen erläuternd, die hauptsächlich seinem früheren Wirkungskreise in Oesterreich entnommen waren. Der inhaltreiche Vortrag wurde mit allseitigem Beifall dankbar aufgenommen. — Ende gegen 1/2 11 Uhr.

Zeitschriftenschau.

F. Grund- und Tunnelbau,

bearbeitet vom Geh. Baurat L. von Willmann, Professor an der Technischen Hochschule zu Darmstadt.

Grundbau.

Bodenpressung unter Eisenbetongrundplatten; von W. Schmidtmann. Unter Berücksichtigung der elastischen Verbiegung des Grundplattenkörpers werden unter Voraussetzung einer zentrischen Belastung die Ermittelung der erforderlichen Grundfläche für die Grundplatte und die Verteilung des Bodendrucks theoretisch abgeleitet und durch Zahlenbeispiele erläutert. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 157.)

Kippsicherheit schwimmender Druckluftsenkkästen; von I. Schultze. Es werden die bei außerhalb des Schwerpunktes wirkender Kraft entstehenden Veränderungen des Gleichgewichts, wie sie beim Trossenzug eines quer verholenden Schleppers bei der Ueberführung des schwimmenden Senkkastens zur Verwendungs-

stelle entstehen, besprochen und mathematisch begründet. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 331.)

Die Gründung der Hafenmühle von T. Bierurt in Dresden-Friedrichstadt wird von H. Marcus gelegentlich der Beschreibung der Eisenbetonarbeiten an diesem Bau besprochen. Sie besteht aus einer 1,2 und 1,3 m starken unter dem ganzen Gebäude durchlaufenden Eisenbetonplatte. Besondere Aufmerksamkeit bei der Ausführung erforderte der Uebergang von der höher liegenden Gründungsplatte unterhalb des Silogebäudes zu der tiefer liegenden unterhalb des Turmes. — Mit Abb. und Schaub. (Mitteil. über Zement usw., Nr. 4, S. 30, Beibl. d. Deutsch. Bauz. 1916.)

Die Grundbau-Ausführungen der Siemens & Halske A.-G. durch Absenkung des Grundwasserspiegels werden kurz besprochen. (Ann. f. Gew. u. Bauw. 1916, Bd. 78, S. 93.)

Wiederaufrichtung und Unterfangung eines gekippten und versackten Getreidespeichers der Kanadischen Pacific-Eisenbahn in Eisenbeton. Der Untergrund besteht aus verschiedenen Lehmschichten mit zerstreuten Kalksteinnestern und in etwa 16 m Tiefe aus Kalkfelsen. Das Gebäude war nicht auf diesem Felsen, sondern in etwa 3,6 m Tiefe auf einer Eisenbetonplatte gegründet. Nach Füllung des Speichers mit Getreide begann es sich nach der Westseite zu neigen und blieb schließlich nach etwa 12 Stunden mit einer Neigung von 26° 53′ stehen. Die Ostseite hatte sich dabei um rd. 1,5 m, die Westseite um rd. 8,8 m gesenkt, wurde aber durch das hochgequetschte Erdreich so gestützt, daß trotz des Ueberhanges von 15,8 m keine Risse in den Speicherwänden entstanden waren. Zur Sicherung des Gebäudes wurden zunächst Betonpfeiler rings um das Gebäude bis auf den Fels hinabgeführt und das Gebäude auf diese abgestützt; dann wurden unter der äußeren Zellenreihe der Betonplatte an der tiefsten Kante 14 Schächte bis auf den Fels hinabgetrieben und mit Beton gefüllt. Um diese unterste Kante sollte das Gebäude gekippt werden, wäre aber dann zu tief in das Grundwasser gekommen. Daher wurde nach Herstellung von vier weiteren Pfeilerreihen um die mittlere Pfeilerreihe gekippt, indem Wipplager verwendet und zum Heben bzw. Senken Schrauben benutzt wurden. In der Längsrichtung war allerdings noch eine Neigung von rd. 1,2 m auf 63 m Länge verblieben, die aber als unwesentlich betrachtet und daher belassen wurde. — Mit Abb. (Z. d. Ver. deutsch. Ing. 1916, S. 260; ausführl. Beschr. mit Abb. u. Schaub. in Mitteil. über Zement usw. S. 53, Beibl. d. Deutsch. Bauz. 1916.)

Gründung von Landungspfeilern in der San Franzisco-Bai. Es wurden 32,3 m lange Pfähle aus Eisenbeton eingerammt. Kurze Beschreibung mit Schaub. (Eng. record 1915, II, Bd. 72, S. 761.)

Betonpfähle mit Wasserspülung an den Seitenflächen (s. **1916**, S. 308); von F. C. Perkins. Solche von Biguell erfundene Pfähle, in denen das Druckwasser den seitlichen Oeffnungen unabhängig von dem für die Pfahlspitzen verwendeten zugeführt wird, haben sich für weicheren Boden bewährt, um ohne Rammarbeit in kurzer Zeit in größere Tiefen zu gelangen, den festen Boden zu erreichen und neben hinreichender Standfestigkeit auch schlankere Pfeiler zu erzielen. Es wird insbesondere die Gründung der Pfeiler einer Eisenbahnbrücke in Ashland über den Plattefluß erwähnt und beschrieben. — Mit Abb. u. Schaub. (Beton u. Eisen 1916, S. 130.)

Das Verfahren von Wayß & Freytag zur Herstellung von Beton- oder Eisenbetonpfählen durch einen auf den Betoninhalt eines Futterrohres ausgeübten Druck und dadurch hervorgerufene seitliche Verbreiterung am Fuß oder in beliebiger Höhe des entsprechend herausgezogenen Futterrohres wurde der Firma auch für Oesterreich unter Kl. 84, Nr. 71605 patentiert. — Mit Abb. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 405.)

Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Betonpfählen, D. R. P. 290963 für Harald Broe & Christoffer Nyholm in Hamburg. Ein mit einer verschließbaren Schneide versehenes Rohr wird mit offener Schneide in einem Mantelrohr eingerammt und mit geschlossener Schneide herausgezogen; dann wird der entstandene Hohlraum mit Beton ausgefüllt. Die besonders ausgeführte Verschlußvorrichtung wird beschrieben. — Mit Abb. (Mitteil. über Zement usw. S. 80, Beibl. d. Deutsch. Bauz. 1916.)

Spundwände bei Ausschachtungen neben bestehenden Gebäuden; von W. Lesser. Die Siemens & Halske A.-G. patentierten, beim Bau der Untergrundbahn in Berlin an verschiedenen Stellen mit Vorteil angewendeten Wellblechspundwände, bei denen zwischen I-Eisen Wellbleche verschiedener Stärken eingerammt wurden, finden ausführliche Beschreibung nebst Hinweis auf verschiedene Anwendungsmöglichkeiten. — Mit Abb. u. Schaub. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 366.)

Eiserne Spundwände (s. **1916**, S. 307); von W. Schwab. Die verschiedenen Ausführungsarten werden besprochen und durch Abb. erläutert. — Mit Abb. (Z. f. Transportw. und Straßenbau 1916, S. 165.) Entgegnung von Runge. (Daselbst, S. 211.) Als Nachteil der eisernen Spundwände wird von Heidt hervorgehoben, daß das Herausholen der Wände zur Wiederverwendung sehr schwierig ist und unter Umständen ein Vielfaches vom Preise der Bohlen und Rammkosten zusammengenommen beträgt. Als Gegenmittel wird von anderer Seite das Einölen der Verbindungsstellen vor dem Einrammen und die Anwendung der Ransome-Kraftzange empfohlen. (Städt. Tiefbau 1916, S. 13 u. 14.)

Eiserne Spundwände; von F. Long. Es wird auf die von der Maschinenfabrik Buckau in Magdeburg ausgeführte zwangsläufige Bogen- oder Hängeblechspundwand, die bei den Hamburger staatlichen Sielbauten Verwendung findet, aufmerksam gemacht. Das Herausziehen und die Wiederverwendung wird durch die Falzverbindung mit „geschlitzter Nut" wesentlich erleichtert. (Städt. Tiefbau 1916, S. 60.)

Tunnelbau.

Gebirgstemperaturen in Tieftunneln; von Eug. Lauchli. Beobachtungen der Untergrundtemperaturen am Lötschberg- und St. Gotthard-Tunnel, wie sie durch die örtlichen Bedingungen beeinflußt wurden. — Mit Längenprofilen. (Eng. record 1915, II, Bd. 72, S. 782.)

Die Spreetunnel der A.-E. G.-Schnellbahnen in Berlin. Es lassen sich folgende Bauweisen für die vier bisherigen Spreeunterfahrungen unterscheiden. Der vor 20 Jahren erbaute Treptow-Tunnel wurde mit dem Vortriebsschild erbaut. Bei dicht an das Flußufer heranreichender Bebauung eignet sich diese Bauweise aber weniger wegen der dann erforderlichen größeren Tiefenlage des Tunnels und der zugehörigen Rampen. Daher wählte man für den Tunnel an der Inselbrücke die offene Bauweise zwischen Fangdämmen. Bei dem Tunnel zwischen der Waisen- und Jannowitzbrücke stand der Verwendung so hoher Fangdämme die Rücksicht auf die Schiffahrt entgegen, daher wurde ein neues von der A.-G. Siemens & Halske vorgeschlagenes Verfahren gewählt, nämlich die Einsenkung einer starken Eisenbetondecke in die Spreesohle, unter deren Schutz das Bauverfahren in gleicher Weise unter Grundwasserabsenkung vor sich geht wie bei der Unterfahrung an der Inselbrücke. Die für die Nord-Süd-Bahn-Untertunnelung an der Weidendammer Brücke angewendete Bauweise stellt

sich als eine Art Vereinigung der beiden letztgenannten Verfahren dar; sie ist nämlich die Anwendung einer Schutzdecke, jedoch nicht unmittelbar im Spreebett, unter gleichzeitiger Benutzung entsprechender Fangdämme. — Es werden verschiedene Besichtigungen beschrieben, sowie die Arbeiten an den Flußunterführungen bei der Weidendammer Brücke und zwischen der Waisen- und Jannowitzbrücke geschildert, deren Durchstich am 29. Februar 1916 erfolgte. Der obere Teil der Höhlung des letzteren Tunnels ist zwischen den Längsspundwänden so weit ausgeschachtet, daß Feldbahngleise für die Bodenbeförderung in der ganzen Tunnellänge benutzt werden können. Am Vormittag des 18. März 1916 erfolgten dicht neben der Jannowitzbrücke ein Bruch einer eisernen Spundwand und die Unterwassersetzung des Tunnels. Die Spundwand sollte das Spreewasser von der neben ihr befindlichen Baugrube abhalten. Eine Beschädigung der Schutzdecke und des Tunnels war nicht eingetreten, auch konnten sich die im Tunnel befindlichen Arbeiter rechtzeitig retten und der Schaden wurde durch Einrammen neuer Holzpfähle rasch beseitigt. Man hoffte, bis Anfang April den Tunnel wieder trockenzulegen. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 162, 205, 219, 256, 278, 291; Ann. f. Gew. u. Bauw. 1916, Bd. 78, S. 116.)

Die Berliner Schnellbahnbauten; von Fürst. Die Spreetunnel an der Wallstraße, an der Jannowitzbrücke und am Weidendamm werden besprochen. — Mit Abb. (Verh. d. Ver. z. Beförd. d. Gewerbfl. April 1916, S. 99—118.)

Straßenbahntunnel unter den Linden zu Berlin. Ausführliche Besprechung. Vorgeschichte bis zur Genehmigung der Spaltung in zwei zweigleisige Tunnel; Veranschlagung zu 3,2 Millionen Mark; Ausbildung der Querschnitte, Anbringung von Gerätenischen und an den tiefsten Stellen von Nischen mit Pumpenstümpfen, aus denen das Wasser in die Kanäle gepumpt werden soll; Unterfahrung der Denkmäler; Abdichtung des Tunnels gegen Grundwasser; Ausführung der Ausschachtung sowie der Ueberdeckung der Baugrube zur Aufrechterhaltung des Verkehrs. Mit den Arbeiten wurde im Sommer 1914 begonnen; der Betrieb soll im Sommer 1916 eröffnet werden. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1916, S. 158, 161, 173; Z. d. Ver. deutsch. Ing. 1916, S. 395.)

Küllstedter Tunnel. Infolge des Gebirgsdrucks und Wasserandrangs wurde der Betrieb zwischen der Station Küllstedt und Effelder der Bahnlinie Leinefelde-Treysa bis auf Weiteres gesperrt. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 126.)

Monatsausweise über die Arbeiten am Simplontunnel II (s. **1916**, S. 309). Vom Januar bis Mai 1916 wurde zwar auf beiden Seiten durchschnittlich an 26 Tagen im Monat gearbeitet, jedoch ging wegen militärischer Einberufungen die Arbeiteranzahl immer mehr zurück. Im April war auf der Nordseite der Fortschritt wegen „Berisalgneis“ gering, im Mai war dieser aber durchfahren und es konnten auch Bohrschläuche wieder beschafft werden. Im Mai betrug:

	Nordseite	Südseite	Zus.
vom Firststollen die Monatsleistung	135 m	102 m	237 m
Stand am 31. Mai	5904 „	7393 „	13297 „
vom Vollausbruch die Monatsleistung	177 „	104 „	281 „
Stand am 31. Mai	5793 „	7299 „	13092 „
vom Widerlager die Monatsleistung	164 „	115 „	279 „
Stand am 31. Mai	5554 „	7223 „	12777 „
vom Gewölbe die Monatsleistung	159 „	176 „	335 „
Stand am 31. Mai, d. h. vollendeter Tunnel	5502 „	7156 „	12628 „
in Prozenten der Gesamttunnellänge von 19825 m	27,8	35,9	63,7
der mittlere Schichtenaufwand im Tunnel täglich	319	406	725
im Freien	137	200	337
zusammen	456	606	1062

(Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 91, 140, 196, 242 und 301.)

Einige Erfahrungen im Lehnenbau an der Südrampe der Lötschbergbahn; von Andreae. Die Schwierigkeiten der Gründungen, die Rutschungen und die Stockgrabengalerie werden besprochen. Es folgt die Beschreibung verschiedener Rutschstellen und der Sicherheitsbauten. Die Druckverhältnisse bei Lehnentunneln werden erörtert und der Sevistein- und Viktoriatunnel bezüglich der Durchführung des Baues und der Kosten besprochen. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 223, 236, 255 und 267.)

Der Tunnel des Kanals zwischen Marseille und Arles wird gelegentlich der Besprechung dieser Wasserstraße kurz beschrieben. Er hat eine Wasserbreite von 18 m und eine Wassertiefe von 3 m und besitzt beidseitig Leinpfade von je 2 m Breite, so daß die Gesamtbreite 22 m beträgt. Gesamthöhe 14,4 m. Der Tunneldurchschlag erfolgte im März 1916; die Fertigstellung wird voraussichtlich erst in 2 bis 3 Jahren möglich sein. — Mit Lageplan und Querschnitt. (Z. d. Ver. deutsch. Ing. 1916, S. 497.)

Der Tunnel Dover-Calais soll nach einem Ausspruch des Unterstaatssekretärs der öffentlichen Arbeiten Sir Lionel Earle nach dem Kriege gebaut werden. Seither war England dagegen, jetzt, wo es Calais besitzt, fällt für England der Grund der Gefährlichkeit für die Landesverteidigung fort. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 538.)

Verbindung der neuen Lexington-Avenue-Untergrundbahn in Newyork mit der bestehenden Park-Avenue-Untergrundbahn bei der 42ten Straße (s. **1916**, S. 310). Die Ausführung ohne Betriebsstörung wird kurz beschrieben. — Mit Abb. (Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 55.)

Der Astoria-Tunnel der städtischen Gasversorgung in Newyork unter dem Eastriver ist 1420 m lang, liegt mit seiner Sohle beim 84 m tiefen Astoriaschacht auf Long Island 76 m, beim 74 m tiefen Brouxschacht 70 m unter der Wasseroberfläche und an der tiefsten Stelle des Flusses etwa 48 m unter der Flußsohle. Er hat ein hufeisenförmiges Querprofil von 5,5 m Höhe und 5,2 m größter Breite und bietet für vier Leitungen Raum, von denen vorläufig die beiden unteren mit 1,83 m lichtem Durchmesser verlegt sind. Auf einem Teil der Strecke sind die beiden Leitungen vollständig von einem die Sohle bildenden Betonkörper umgossen, während später die Leitungen frei auf einem Betonsockel gelagert wurden. Besondere Schwierigkeiten bot die unter der tiefsten Flußstelle liegende, auf etwa 120 m Länge durch verwitterten Fels führende Teilstrecke, in der im Oktober 1913 ein Wassereinbruch von 9000 l/Sek. erfolgte (s. **1916**, S. 310), der im Astoriaschacht das Wasser bis zum Wasserspiegel des Flusses ansteigen ließ, da auf dieser Seite die Schottwand nicht dicht schloß. Erst nach Einspritzen von 15300 Säcken Zement von der unversehrt gebliebenen Seite aus in das zerklüftete Gestein gelang es, den Wasserzufluß so zu verringern, daß Schacht und Tunnel ausgepumpt und die Arbeiten wieder aufgenommen werden konnten. An der betreffenden Stelle erhielt der Tunnel eine wasserdichte Auskleidung aus elfteiligen Stahlgußringen. Anfang 1915 wurde der Tunnel fertiggestellt. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 252.)

Auskleidung des Twin Peaks-Tunnels bei San Francisco (s. **1915**, S. 200). Der rd. 3600 m lange

Tunnel wird unten und an den Seiten mit Eisenbeton ausgekleidet. Als Decke dient ein Backsteingewölbe, unter dem sich noch eine zweite Decke aus Eisenbeton befindet. Diese und die Seitenwände wurden mit eisernen Formgerüsten ausgeführt. (Eng. record 1916, I, S. 227.)

Tunnel unter dem Mount Royal in Montreal (vgl. 1915, S. 200). Die Stadt liegt auf einer Insel im Lorenzstrom und am flußseitigen Abhang des 240 m hohen Mount Royal. Die kanadische Nordbahn hat, um in das Herz der Stadt zu gelangen, einen 5 km langen Tunnel erbaut, der jetzt nahezu vollendet ist. Der Endbahnhof liegt dicht an der östlichen Tunnelmündung, etwa 15 m unter der Straßenoberfläche; im Anschluß an ihn ist eine Hochbahn geplant, die eine Verbindung mit dem Hafen herstellen und in deren Zuge ein hochliegender Güterbahnhof angelegt werden soll. Am Westende des Tunnels wird eine Gartenvorstadt angelegt. Der Betrieb im Tunnel soll elektrisch erfolgen. Der Tunnel ist zweigleisig und fast auf die ganze Länge in Kalkstein geführt mit einem Stollenvortrieb von durchschnittlich 8 m in 24 Stunden. Dem Stollen folgte unmittelbar der Vollausbruch. Die durch Sprengung zerkleinerten Ausbruchmassen wurden mit einem mit Luftdruck betriebenen Löffelbagger in Schmalspurwagen geladen und durch elektrische Lokomotiven hinausbefördert. Im Stollen wurde ein Bandförderer eingebaut, um die Ausbruchmassen vom Ort bis zur Verladestelle zu schaffen. Fast der gesamte Ausbruch wurde zu Kleinschlag durch ein an der Westmündung aufgestelltes Brechwerk mit einer Tagesleistung von 1200 cbm verarbeitet und zur Betonausmauerung des Tunnels verwendet. Die letzten 500 m auf der Stadtseite mußten mit Schildvortrieb in weichem Ton erbohrt werden; dabei wurde der Tunnel in zwei Ringe mit einer gemeinsamen Mittelwand geteilt, die aus I-Eisenpfosten in 70 cm Abstand bestand. Zunächst wurden die beidseitigen Widerlagsmauern in je einem Stollen hergestellt und dann die beiden oberen Tunnelhälften gleichzeitig mittels eines gemeinsamen Schildes ausgeführt, der seitlich auf den beiden fertigen Widerlagsmauern und in der Mitte auf der Säulenwand ruhte. Der Tunnelvortrieb geschah hier in Absätzen von je 70 cm mit Hilfe von Wasserdruckpressen. Nach jedem Schildvortrieb wurde unter dem Schutz des Schildschwanzes ein Gewölbering von 70 cm Breite aus Betonformsteinen eingebaut, wobei ein besonderes mit Wasserdruck angetriebenes Hebezeug zur Verwendung kam. Der Schildvortrieb durch den bebauten Ortsteil war schwierig, da stellenweise nur eine Ueberdeckung von 9 m blieb. Daher entstanden anfänglich Risse an den Gebäuden, die später durch sorgfältige Ueberwachung vermieden wurden. An der Durchkreuzung einer Straße mit Gas- und Wasserröhren wurde die Straßendecke entfernt, worauf die Rohre freigelegt und dann sorgfältig umbaut wurden. Zur Erleichterung der Bauausführung dienten zwei Schächte, die namentlich zum Herbeischaffen der Baustoffe und zum Hinausschaffen der Bodenmassen benutzt wurden. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 282.)

Snoqualmie-Tunnel (s. 1916, S. 156). Kurze Beschreibung des Baues dieses am 24. Januar 1915 eröffneten 3628 m langen Tunnels, 96 km östlich von Seattle. — Mit Abb. (Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 87.)

Wirtschaftliche Bedeutung des St. Clair-Tunnels. Der Tunnel macht den seitherigen Verkehr durch Fährschiffe unnötig und vermindert erheblich die Fahrzeit zwischen Windsor und Detroit, wo für Güterzüge allein für das Auflösen und Wiederzusammensetzen 3 bis 8 Stunden erforderlich waren, während durch den Tunnel die Beförderung in 20 Minuten geschieht. Der Tunnel wurde 1906 begonnen und 1910 vollendet. Der Gesamtaufwand für den Tunnel und die Neuanlagen für einen Verschiebebahnhof in Detroit betrug 89 Millionen Mark. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 210.)

Wirtschaftliche Ausnutzung von Tunnel-Bohrwagen; von S. P. Brown. Am Mount Royal-Tunnel wurden gleichzeitig vier Bohrmaschinen benutzt, die an einem gemeinsamen Querträger befestigt waren. Vorgang des Bohrens; Vergleichung mit anderen Bohrweisen; Ausführung des zweigleisigen Tunnels; einige besondere Ausbildungen von Bohrmaschinen und die Verwendung von Dampfschaufeln. — Mit Abb. u. Schaub. (Eng. record 1916, I, S. 38, 77 u. 109.)

Hilfsmittel zur Verhinderung der Wasserdurchlässigkeit von Tunneln und Stollen. Zum Einpressen von Zementbrei in Hohlräume erforderliche Geräte sowie die Leistungen und Kosten des Verfahrens. — Mit Abb. (Eng. record 1916, I, S. 504.)

Tunnelbetoniermaschine. Für die Ausbetonierung des 2400 m langen Tunnels durch das Sandy-Ridge-Gebirge auf der Bahnlinie von Dante (Virginia) nach Elkhorn City (Kentucky), die erst nach Inbetriebsetzung der Linie erfolgte, wurde eine auf einem Eisenbahnwagen angeordnete Betonmischmaschine verwendet, die nebst der Art der Ausbetonierung eingehend beschrieben wird. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, Bd. 67, S. 100.)

Forderung verbesserter Sicherheitsvorkehrungen für Tunnelbetriebe. Nach einem Gutachten, das im Auftrage des Ausschusses für öffentliche Betriebe des Staates Massachusetts ausgearbeitet wurde, werden die gewünschten Verbesserungen kurz wiedergegeben. (Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 127.)

Künstliche Frischluftzufuhr im Tunnelbau; von Schubert. Grundsätzlich unterscheidet der Verfasser bei im Bau befindlichen Tunneln die Luftzuführung auf die Dauer der ganzen Bauzeit durch eine einzige Anlage an der Tunnelmündung und eine solche, bei der von außen einziehende Luft nochmals gefaßt und weitergeschleudert wird. Als Grenze für diese beiden Lüftungsarten wird eine Tunnellänge von etwa 8 km angenommen. Beide Luftzuführungsarten werden beschrieben, wobei auf die mit ihnen ausgeführten Bauten hingewiesen wird, auch die Vorschläge von Stockalper, Thommen und Kreuter besprochen werden. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 351.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Professor W. Schleyer.

Bekanntmachung.

Unter Beziehung auf § 27 Abs. 7 der Prüfungsvorschriften vom 13. November 1912 werden die Regierungsbaumeister, die im Jahre 1911 die zweite Hauptprüfung oder die Staatsprüfung bestanden haben, sowie die Regierungsbauführer, die in dieser Zeit die häusliche Probearbeit eingereicht, nachher die zweite Hauptprüfung oder die Staatsprüfung jedoch nicht bestanden haben oder in die Prüfung nicht eingetreten sind, aufgefordert, die Rückgabe ihrer für die Prüfung eingereichten Zeichnungen nebst Mappen und Erläuterungsberichten usw. zu beantragen. Die Probearbeiten, deren Rückgabe bis zum 1. April 1917 nicht beantragt worden ist, werden zur Vernichtung veräußert werden.

In dem schriftlich an uns zu richtenden Antrage sind auch die Vornamen und bei den Antragstellern, die die zweite Hauptprüfung oder die Staatsprüfung bestanden haben, Tag, Monat und Jahr des Prüfungszeugnisses anzugeben. Die Rückgabe wird entweder an den Verfasser der Probearbeit oder an dessen Bevollmächtigten gegen Empfangsbestätigung erfolgen; auch kann die kostenpflichtige Rücksendung durch die Post beantragt werden.

Berlin, den 5. Dezember 1916.

Königliches Technisches Oberprüfungsamt.
Schroeder.

Druck von Gebrüder Jänecke, Hannover.

ZEITSCHRIFT

für

Architektur und Ingenieurwesen.

Herausgegeben

von dem

Vorstande des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.

Schriftleiter: Geheimer Baurat Professor **W. Schleyer** in Hannover.

Jahrgang 1917. Heft 2.

(Band LXIII. Band XXII der neuen Folge.)

Erscheint jährlich in sechs Heften.

Jahrespreis 22 Mark 60 Pfg.

Der Verkaufspreis der Zeitschrift beträgt im Buchhandel 22.60 Mark, für Mitglieder des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine 14.00 Mark, für Studierende der Technischen Hochschulen 9.60 Mark.

Inhalt:

Wiesbaden.

C. W. Kreidel's Verlag.

1917.





ZEITSCHRIFT

für

Architektur und Ingenieurwesen.

Herausgegeben

von dem Vorstande des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.

Schriftleiter: Professor **W. Schleyer,** Geheimer Baurat.

Jahrgang 1917. Heft 2. (Band LXIII; Band XXII der neuen Folge.)

Erscheint jährlich in 6 Heften. Jahrespreis 22,60 Mark.

Bauwissenschaftliche Abhandlungen.

Der Dom zu Magdeburg.

Eine deduktive Genese seiner Haupt-Maßverhältnisse.

Von J. Haase, Kgl. Intendantur- und Baurat (München).

Einleitung.

In der Kultur und besonders in der Kunst aller Zeiten herrscht das Streben nach einer harmonischen Durchbildung der Idee in Stoff und Form. Schon in den ältesten Werken epischer und dramatischer Dichtung sowohl, als in denen der bildenden Kunst, besonders in denen der Baukunst, der eigentlichen Raumkunst, zeigt sich neben den für die verschiedenen Zeiten und Stile charakteristischen Formtypen ein über diese hinausreichender Proportionstyp, eine Form höherer Ordnung, die manchmal für den tiefer schauenden Forscher ein bestimmteres Merkmal für die eigentliche Herkunft der Idee und den künstlerischen Wert des betreffenden Baudenkmals abgeben kann, als die kritische Würdigung nach der äußerlich leichter in die Augen fallenden Kunstform und architektonischen Gliederung. Drückt sich in dieser letzteren eine allmählich immer mehr verwischte Symbolik aus, so beeinflußt der Proportionstyp in stärkerem Maße, wenn auch verborgener, die Maßverhältnisse, vor allem die der Sakralbauten und ruht dort in seiner Symbolik auf geometrischer und arithmetischer Grundlage. Proportionselemente dieser Art finden sich als raumbildende Formtypen bei jenen Völkern der Vergangenheit und Gegenwart, mit einer Kultur, die eine in sich geschlossene Welt- und Lebensanschauung als allgemeine Richtlinie besitzt.

Beim Studium dieser tektonischen Verhältnisse muß man gewisse Grenzgebiete betreten, die sich mit denen der Religionsforschung berühren, ja zum Teil überdecken, sobald der Gegenstand der kritischen Betrachtung ein älterer Denkmalsbau im engeren Sinne und noch mehr, wenn er ein Sakralbau ist. Erst in einem solchen ist die ganze Eigenart der herrschenden Kultur mit ihrer Religions- und Weltanschauung am reinsten niedergelegt, aus keinem anderen Kulturdenkmal ist sie aber auch so schwer zu entziffern, wenn nicht Plastik, Malerei, literarische oder sonstige Ueberlieferungen die lapidare Sprache der Monumente verständlicher machen.

Die Kulturperioden, in denen die Religion die Hauptrichtlinie war, nach der alles Denken, Fühlen und Wollen sich wie von selbst einordnete, haben besonders der großen Masse des Volkes die höchsten Begriffe vielfach in der anschaulichen und tiefsinnigen Form des Symbols übermittelt und nur wenige, über die allgemeine Entwickelung Fortgeschrittene, waren es, die etwa in der uns heute mehr geläufigen Form philosophischer Begriffe und Vorstellungen denken und empfinden konnten. Die kosmogonischen und theogonischen Vorstellungen, also Systeme metaphysischer Begriffe, konnten nur durch eine einzige, aber schon früh entwickelte Wissenschaft, nämlich durch die Mathematik und vor allem durch die Geometrie aus der rein geistigen Sphäre in das Gebiet sinnlicher Wahrnehmung und materiell-künstlerischer Ausgestaltung symbolisch übertragen werden. Wenn es sich um die Architektur handelte, nahm ein solches Symbol stets eine eigenartig begrenzte Form an, die als Kunstform einen anderen Charakter erhielt, als die scharf umrissene geometrische Form des raumbildenden Typs. Keine andere Kunst muß sich bei ihren Höchstleistungen eines so schwer zu meisternden Materials bedienen und keine ist in ihrer Symbologie der Allgemeinheit schwerer verständlich als die Architektur, keine wirkt aber trotzdem so nachhaltig auf das unterbewußte Seelenleben vieler Generationen eines Volkes, ja ganzer Völker.

Seit den ältesten Zeiten wurde der Sakralbau daher bei den Aegyptern, teilweise unter deren Einfluß von den antiken Völkern, den Griechen, Römern und in der christlichen Kulturperiode bis zum Ausgang des Mittelalters in dem angedeuteten Sinne ausgestaltet als ein künstlerisches Abbild der herrschenden Gottesvorstellungen, als eine monumentale Projektion der damaligen Weltanschauung, und zwar durch Vermittelung symbolisch empfundener, geometrischer Formen und ebenso gedeuteter Zahlen- und Maßverhältnisse. Dies war anscheinend aber erst möglich, nachdem die Religionsentwickelung nach Zarathustra mit seinem Dualismus soweit gediehen war, die Gottheit in gewissem Sinne als eine Dreiheit zu umgrenzen, wie dies bei den Aegyptern [1]) in ihren drei Götterkreisen nach-

[1]) Lepsius, Ueber den ersten ägyptischen Götterkreis. Berlin 1851. — Ch. K. J. Bunsen, Aegyptens Stellung in der Weltgeschichte. 5 Bände. Gotha 1845/57. — Herodot. Historien. — Plutarch, Ueber Isis und Osiris. Herausgegeben von G. Parthey. Berlin 1850.

zuweisen ist, in lockerer Fügung bei den Griechen[2]), z. B. bei der Dreiheit Zeus, Poseidon, Pluto vorkommt und als göttliche Dreieinigkeit in der christlichen Kulturperiode als Vater, Sohn und Geist sich darlebt. Damit wurde das Dreieck als die einfachste und monumentalste geschlossene, geradlinige Figur der Geometrie das vermittelnde Symbol zwischen der nur als Geistwesen denkbaren Gottheit und der räumlichen Anordnung, sowie den maßstäblichen Abmessungen ihrer Kultstätte, die nach antiken Anschauungen geradezu die Wohnstätte der Gottheit, das „Gotteshaus" war. Im Symposion spricht Plato die Anschauung der alten Völker darüber aus, wenn er sagt, daß die Gottheit bei der Schöpfung immer geometrisch verfahre, sich also zahlenmäßig und geometrisch darstellbarer Verhältnisse bediene. Daher war naturgemäß der Tempel für die Gottheit nur dann geheiligt, wenn er unter Anwendung der in verschiedenen Dreiecksformen, als den symbolischen Grundlagen der Weltenschöpfung, enthaltenen Maß- und Zahlenverhältnisse durchgebildet war und somit als eine symbolische Nachbildung des Kosmos, der eigentlichen Wirkungssphäre der Gottheit betrachtet werden konnte.

Dementsprechend erbauten die Aegypter das Allerheiligste ihrer Tempel nach Maßverhältnissen, die aus dem gleichschenkligen Dreieck des Sternsiebenecks, des Heptagramms, die heiligsten Räume nach denen, die aus dem gleichschenkligen Dreieck des Sternfünfecks, des Pentagramms (Goldener Schnitt) und die heiligen Räume nach solchen Verhältnissen, die aus dem gleichseitigen Dreieck entnommen wurden. Es waren dies die geometrischen Figuren, die in symbolischer Beziehung standen zu den sieben, fünf und drei Göttern oder Göttergruppen des ersten, zweiten und dritten Götterkreises und anscheinend auch die verschiedenen Daseinsformen symbolisierten, in denen die schöpferische Kraft des Ptah als Thot (Hermes) in drei Formen seiner Wirksamkeit — in christlicher Auffassung als Logos — auftrat, welche allgemeiner in der griechischen Bezeichnung als Hermes, Hermes dismegas und Hermes trismegistos bekannt sind.

Den Griechen wurden die Beziehungen des Heptagrammdreiecks trotz der Einweihung mancher bedeutender Männer (Pythagoras, Plato) von der ägyptischen Priesterschaft entweder vorenthalten, oder es war ihnen die Anwendung nicht gestattet. Die griechischen Baumeister versuchten daher ihre Tempelbauten mit der Gottheit durch die Verhältnisse des Pentagrammdreiecks in ein symbolisches Verhältnis zu setzen[3]) und in Anwendung der Anschauung, das im demiurgischen Dreieck einige Götter nach den Seiten, andere nach den Winkeln wirkten, je nachdem ihnen das eine oder andere besonders geweiht war[4]). Außerdem benützten sie, wie die Aegypter, die ja auch nur in bestimmten Dreiecken mögliche Konstruktion der mittleren geometrischen Proportionale und die von Wurzelgrößen solcher Zahlenwerte, von denen nach symbolischen Anschauungen angenommen wurde, daß sie der Patronatsgottheit des Tempels besonders heilig und daher deren Anwendung in ihrer Kultstätte wohlgefällig sein würde. Den Impuls hierzu bildete anscheinend die Vorstellung, daß die Gottheit bei ihrer kosmischen Tätigkeit sich solcher Mittel bedient habe und sie noch anwende, die der Mensch in Maß, Zahl und geometrischer Form als schwaches Abbild göttlicher Schöpfungsprinzipien beherrschen kann. Geometrische Konstruktionen dieser Art, mit Ausnahme des Heptagramms, sind von Euklid um 300 vor Chr. in seinem mathematischen Lehrbuch über die „Elemente" veröffentlicht, deren Kenntnis aber bei der ägyptischen Priesterschaft, nach Ausweis der Denkmäler, schon mehr als ein Jahrtausend früher angenommen werden kann.

Weitausgebaute Vorstellungen kosmogonischer und theogonischer Art knüpften sich bei Aegyptern und Griechen an solche nur kurz gegebene Andeutungen und bildeten also den geistigen und symbolischen Inhalt einer Methode, welche seit einiger Zeit unter „Triangulatur" verstanden wird. Vorstellungen dieser Art entwickelten sich auch dann in ihren Grundlagen weiter, als die vorchristliche antike Kultur allmählich in die christliche übergeführt und durch das Konzil zu Nizäa im Jahre 325 die Lehre von der göttlichen Dreieinigkeit dogmatisch festgelegt wurde.

Im Laufe des Mittelalters ging die allgemeine kirchliche Entwickelung immer mehr dahin, das Dogma ins Bildhafte aufzulösen, das Christentum in das Medium der Kunst umzuwandeln. Die Religion war so sehr mit Symbol gesättigt, so sehr Wort und Klang geworden, daß sie nahe daran war, zur Form einer Weltanschauung zu führen, welche die höchsten Fragen des Daseins im Kunstwerk ausdrücken und für die Menschen jener Zeit symbolisch faßbar ausgestalten konnte; denn durch eine jahrhundertelange Erziehung zum symbolischen Sehen war das ganze Volk zum Verständnis von Kunst und Religion in diesem Sinne vorbereitet. So läßt sich eine stetige, wenn auch manchmal schwankende Entwickelung erkennen und bei näherer Darlegung auch im einzelnen verfolgen, wie die Triangulatur des christlichen Mittelalters seine Wurzeln durch die griechische bis in die ägyptische Kultur hinabsenkt.

Das Gleiche zeigt sich z. B. in der Orientierung sakraler Bauwerke und, wenn auch manchmal nur als schwacher Nachklang, in Bestandteilen der Messe, der Priestergewandung und sonstiger symbolisch zu deutenden Elemente des mittelalterlichen Kultus.

Die als Quadratur und besonders die vorhin als Triangulatur bezeichnete Methode zur systematischen Festsetzung der Haupt- und Einzelabmessungen von Sakralbauten und diesen verwandten Bauwerken läßt sich in ihrer folgerichtigen Eigenart aus sorgfältigen Maßaufnahmen solcher Baudenkmäler ableiten. Dementsprechend sind in historischer Entwickelung vier Hauptperioden zu unterscheiden, nämlich: die ägyptische, griechisch-römische, altchristlich-frühromanische und die spätromanisch-gotische Periode.

Es haben sich hierüber nur sehr spärliche literarische Andeutungen aus der vorchristlichen und keine aus der frühchristlichen und romanischen Zeit erhalten, erst im gotischen Mittelalter, besonders in der Spätgotik, treten solche in seltenen Fällen in dokumentarischer und literarischer Gestalt, aber in sehr zurückhaltender Form auf[5]). Vereinzelte Forscher haben sich bemüht, die Denkmäler antiker und mittelalterlicher Kultur in dieser Hinsicht zu

[2]) Herm. Usener, Dreiheit, im Rhein. Museum f. Philologie. Frankfurt a. M. S. 59 ff.

[3]) Plutarch Moralische Schriften hier „Ueber das Ei zu Delphi" läßt in Ziffer 12—16 den Ammonius über die Siebenzahl und die den griechischen Göttern besonders heilige Fünfzahl sprechen. Vgl. Stadt- und Burgtempel zu Selinus in W. Schultz, Die Harmonie in der Baukunst. Hannover-Linden 1891.

[4]) Theodorus der Asinäer nach Boekh, Philolaos.

[5]) Protokolle der Mailänder Domfabrik aus dem Jahre 1392, nach C. Boito, Il Duomo di Milano, Seite 120, mit Querschnitt nach L. Beltrami (secione navale). Diagramma Stornaloco 1391. — S. Petronio in Bologna, Kupferstich vom Jahre 1592. — Beides auszugsweise enthalten in G. Dehio und G. von Bezold, Die kirchliche Baukunst des Abendlandes. Stuttgart 1901. Band 2, Seite 564 und 528 — Büchlein von der Fialen Gerechtigkeit, von Mathias Roriczer 1486. Neudruck von C. Heideloff in der „Bauhütte des Mittelalters" und A. Reichensperger, Vermischte Schriften über christliche Kunst. Leipzig 1856. — Lorenz Lacher, Underweisungen und Lehrungen, sowie Handwerk desto bess und khunstreicher zu volpringen ..... 1516. Bei A. Reichensperger a. a. O. — Cesaro Cesarino, Erläuterungen zu seiner italienischen Vitruv-Uebersetzung. Como 1521. — Vitruvius Teutsch durch Gualtherum. H. Rivium, Nürnberg 1548.

untersuchen, das Wesen und die Anwendung jener Proportionsgesetze und Methoden aber mehr im allgemeinen als an einzelnen Monumenten darzulegen [6]).

Demnach besteht die Art und Anwendung dieser harmonisierenden Maßbestimmung darin, daß ganze Gebäude, deren Querschnitte oder einzelne Baugruppen und kleinere Bauteile mit Quadraten umschrieben oder diese in sie einbeschrieben werden, daß gleichseitige, nach besonderen Regeln konstruierte, rechtwinklige und spitzwinklig-gleichschenklige Dreiecke, in dem Verhältnis ihrer Seite und Höhe zur Basis, einzeln oder zu mehreren neben- und übereinander vereinigt, die Maße festlegen und daß in der Sonderart eines gleichschenklig-spitzwinkligen Dreiecks, im sog. $\frac{\pi}{4}$-Dreieck, durch Fällen von Loten aus den Basisecken auf die gegenüberliegenden Seiten und von deren Fußpunkten weiter fortfahrend, bestimmte Höhenlagen auf den Seiten und der Mittellinie des $\frac{\pi}{4}$-Dreiecks festgelegt werden, die dann für die architektonische Ausbildung des Bauwerks maßgebend sind. Die auf diesem Gebiete bisher erschienenen neueren Arbeiten wollen also meistens einen Gesamtüberblick über die Anwendung dieser Proportionselemente geben; es war bei dem großen Umfange des sachlichen und historischen Stoffes und der verhältnismäßigen Kürze jener Veröffentlichungen nicht möglich, auf Einzelheiten einzugehen und besonders ist m. W. noch kein Versuch gemacht worden, für die uns zeitlich noch am nächsten liegende Periode der Gotik den Nachweis zu führen, daß die Methode der Triangulatur, wie sie oben angedeutet wurde, bei einem architektonisch sorgfältig aufgemessenen Monumentalbau von unberührter Originalität mindestens alle in Betracht kommenden **Hauptmaße** in einer Weise bestimmt, die jede Willkürlichkeit der Ableitung, außer der Beweglichkeit der Methode, ausschließt und dabei außerdem, wenn auch nur andeutungsweise, den Versuch macht, die symbolische Begründung in religiös esoterischer Auffassung zu geben. Ohne eine solche, im Anschluß an die Symbologie der vorchristlichen Kulturperioden, würde die Methode der gotischen Triangulatur zusammenhangslos und unverständlich als äußerliches mechanisches Hilfsmittel im Fluß der Kulturentwickelung auftauchen.

Zu einer solchen Untersuchung ist der Magdeburger Dom gewählt worden, weil er den angeführten Voraussetzungen in jeder Richtung genügt und gleichzeitig dem architektonischen Empfinden deutscher Kunst in historischer und künstlerischer Hinsicht aufs beste entspricht. Zum leichteren Verständnis wird es führen, wenn an Stelle einer weiteren historischen und theoretischen Darlegung die Anwendung der angedeuteten Methode unmittelbar durchgeführt wird.

Der Dom des hl. Mauritius zu Magdeburg.

Der nahezu unversehrt auf uns überkommene Bau [7]) ist noch in romanisierenden Einzelformen, an Stelle eines älteren — von Kaiser Otto I., dem Großen, im Jahre 963 erbauten Domes — nach einem Brande im Jahre 1209 von Erzbischof Albert II. begonnen worden. Chor und Kreuzarme wurden in der ersten Hälfte des XIII. Jahrhunderts vollendet, bald darauf die Mauern des Langhauses, dessen Ueberwölbung und Bedachung aber erst im XIV. Jahrhundert ausgeführt werden konnte. Im Jahre 1363 wurde die feierliche Einweihung von Erzbischof Dietrich vorgenommen. Die Westtürme wurden erst um 1520 vollendet. Bei einer solch langen Bauzeit ist von vornherein anzunehmen, daß sich in diesem Bau die Methoden der Quadratur und Triangulatur — wenn überhaupt — in möglichst vielseitiger Art und Anwendung nachweisen lassen und zwar bei den Maßverhältnissen der verschiedenen Bauteile in einer dem Alter und den Fortschritten des Bauvorganges entsprechenden Entwickelung.

Nach den Anschauungen von Stieglitz [8]) sind „diese Regeln nie geschrieben, sondern nur von den Künstlern in ihrer Folgerung erhalten worden, von denen sie — wie bei den Alten — „des Chores Maß und Gerechtigkeit" benannt wurden. Der Chor ist als das Fundament und die Grundregel des ganzen Gebäudes angenommen, nach dessen Weite richtet sich nicht nur die Stärke der Umfassungsmauern, der Strebepfeiler, die Weite der Fenster, sondern es können ..... hieraus alle Gliederungen des Werkes gesucht werden usw."

Als „Weite" des Chores, die sogenannte „**Chorbasis**", ist zuweilen die Lichtweite, in der Mehrzahl der Fälle die Breite zwischen der Mauermitte (Fensterglasfläche) der nördlichen und südlichen Chormauer, im Chorumgange oder im Hohen-Chor, der Methode der Triangulatur usw. zugrunde gelegt und als Länge dieser Chorbasis in der Regel ein, auf symbolischer Ueberlieferung und praktischen Erwägungen beruhendes Maß gewählt worden. Im Dome zu Magdeburg (Abb. 1) ist als das Maß dieser Chorbasis die Linie $C_1 B_1$ oder CB anzusehen. Die architektonische Aufnahme ist nach dem Preußischen Fuß von 313,9 mm Länge ausgeführt worden, er ist aber nicht gleich der mittelalterlichen Maßeinheit des Dombaues. Dieser Magdeburger Domfuß, der in der Folge einfach als „Fuß" = „'" bezeichnet werden soll, hatte eine Länge von 296,46 mm, wie dies aus den später zu erörternden vielfachen Maßbeziehungen geometrischer und arithmetisch-symbolischer Art hervorgeht und ist aus dem antik-römischen Fuß von 295,67 mm Länge abzuleiten [9]). Darnach hat die Chorbasis CB eine Länge von genau 90'. Im engeren Sinne ist die Basis des Hohen-Chors, d. h. die Breite DE zwischen den Fensterflächen desselben, gleichwertig mit

[6]) Friedrich Röber, Beiträge zur Erforschung der geometrischen Grundformen in den alten Tempeln Aegyptens usw. Dresden 1854. — Derselbe, Die ägyptischen Pyramiden in ihren ursprünglichen Bildungen, nebst einer Darstellung der proportionalen Verhältnisse im Parthenon zu Athen. Dresden 1855. — W. Schultz, Die Harmonie in der Baukunst (griechische Kunst). Hannover-Linden 1891. — Robert Reinhardt, Der Theseus-Tempel in Athen und die Gesetzmäßigkeit der griechischen Baukunst sowie die daraus sich ableitende mathematisch genaue Rekonstruktion aller Teile des äußeren und inneren Aufbaues usw. Stuttgart 1903. — Dr. Emmerich Henßelmann, Die romanische Kirche zu Klein-Bény in Ungarn, Mitteilungen der k. k. Zentralkommission zur Erhaltung und Erforschung der Baudenkmale. Wien, Band VII, Jahrgang 1862, Seite 253 bis 261. — Derselbe, Théorie des proportions, appliquées dans l'architecture. Paris 1860, mit Atlas. — Viollet-le-Duc, Dictionnaire rais. de l'architecture .... Paris 1875. Band VII, Seite 532 und 549. — Derselbe, Entretiens sur l'architecture. Paris 1863. Band I und IX, Seite 396—414. — Anthyme Saint-Paul, Viollet le-Duc, ses travaux d'art et son système archéologique 1881. — Auguste Choisy, Histoire de l'architecture. Paris 1899. Band I, Seite 54 und Band II, Seite 404. — G. Dehio, Untersuchungen über das gleichseitige Dreieck als Norm gotischer Proportionen. Stuttgart 1894. — Derselbe, Ein Proportionsgesetz der antiken Baukunst und sein Nachleben im Mittelalter und in der Renaissance. Straßburg 1895. — Alhard von Drach, Das Hüttengeheimnis vom Gerechten Steinmetzengrund. Marburg 1897. — Karl Mohrmann in der Neuausgabe von Ungewitters Lehrbuch der gotischen Konstruktionen. 4. Auflage. Leipzig 1900/1903. Seite 328 usf. — G. Dehio und G. von Bezold, Die kirchliche Baukunst des Abendlandes. Stuttgart 1901 Band II, Seite 562 und Seite 593. — Fritz Hoeber, Orientierende Studien zur Systematik der Architektur-Proportionen. Frankfurt a. M. 1906. — Karl Witzel, Untersuchungen über gotische Proportionsgesetze. München 1914.

[7]) Clemens, Mellin und Rosenthal, Der Dom zu Magdeburg. Mit 30 Tafeln und erklärendem Text. Magdeburg 1852.

[8]) C. L. Stieglitz, Von altdeutscher Baukunst. Leipzig 1820. Seite 240—46.

[9]) J. Haase, Das Werkmaß in der Tektonik der antiken Völker und seine Nachwirkung bis in die mittelalterliche Baukunst. Zeitschrift für Geschichte der Architektur 1918, Seite 138 usf.

der Breite des Mittelschiffs, d. h. mit der Lichtweite zwischen den Fensterglasflächen, als Chorbasis anzusprechen (s. Grundriß und Querschnitt), die in dieser Begrenzung eine Länge von 40′ hat, so daß für jeden der seitlichen Teile des Chorumgangs $DC = BE = \frac{90' - 40'}{2} = 25'$ übrigbleibt. Das Maß von 90′ läßt sich zerlegen in $5 \cdot 5 \cdot 3 + 5 \cdot 3$, oder $5 \cdot 18$, also 18 Klafter, 40′ in $5 \cdot 5 + 5 \cdot 3$, oder $5 \cdot 8$, d. h. 8 Klafter; 25′ in $5 \cdot 5$, d. h. 5 Klafter. Die bei diesen für die maßstäbliche Ausgestaltung des ganzen Baues wichtigen Grundmaßen auftretende Zahl 5 findet sich auch sonst recht deutlich im Grundriß vor: Der Chor hat 5 Kapellen, der Hohe-Chor 5 Seiten eines Zehnecks, das Langhaus jederseits 5 Arkaden und nebst den Seitenschiffen je 10 bzw. 5 Gewölbefelder, 5 Hauptportale führen ins Innere, 2 Chortürme, 1 Dachreiter (an Stelle des Vierungsturms), 2 Westtürme, zusammen also 5 Türme, sind das Wahrzeichen des Baues im Stadtbilde usw. Außerdem ist das Verhältnis von $25 + 40 + 25 = 90'$, d. h. von 25 : 40 ein auffälliges, nämlich nahezu das des „Goldenen Schnitts“ = 1 : 1,6180338... und hier 25 : 40 = = 1 : 1,60. Die Abweichung beträgt also nur 1,618... — 1,60 = 0,018.... Es ist das kein zufälliges Ergebnis, wie dies sich später herausstellen wird.

Das Verhältnis von 25 : 40 oder 5 : 8 ist noch in einem anderen, d. h. hier im christlich-symbolischen Sinne, als Quersumme $5 + 8 = 13$ von Bedeutung und zwar als die Zahl der 12 Apostel (nicht der 12 Jünger, von denen Judas abfiel), also der ersten und wichtigsten Träger der christlichen Idee, der Grundpfeiler der Kirche, mit Christus, dem Stifter der Kirche, an der Spitze. Diese Zahl $12 + 1 = 13$ ist in abgerundeter Rechnung $= \frac{40}{3}$, wobei „3“ als die heilige Zahl der göttlichen Dreieinigkeit in der Symbolik eine wichtige Rolle spielt.

Die Zahl 40, als Basis des Hohen Chors und des Mittelschiffs, ist in der christlichen Zahlensymbolik, besonders im alttestamentarischen Sakralbau, von erheblicher Bedeutung und hat dadurch Eingang in die Vorstellungskreise mittelalterlicher Dichter, Kleriker und Baumeister gefunden. Welche Einwirkungen dabei derartigen Anschauungen zuzuschreiben sind, wie sie in der mittelalterlichen Fassung der jüdischen Kabbalah vielfach gefunden werden können und nachweislich von dort in bedeutsame Werke mittelalterlicher Literatur, z. B. Dantes Göttliche Komödie [10]), übergegangen sind, möge hier dahingestellt bleiben.

Als Hauptbau beschreibt das alte Testament den Tempel Salomos; es wird dort als Größe des Brandopferaltars, als Weite der Vorhalle, Weite und Höhe des Hauptbaues das Maß von 20 Ellen überliefert. Dieselbe Größe hatte das in Gestalt eines Kubus errichtete Allerheiligste [11]). Von der älteren, beweglichen Stiftshütte werden ähnliche Maße angegeben [12]). Die Länge der Elle nahm der gotische Baumeister herkömmlich ohne weiteres zu 2 Fuß an, obgleich die alttestamentarische Elle diese Zweiteilung überhaupt nicht besaß [13]) und erhielt somit ein Grundmaß für die Chorbasis im engeren Sinne von 20 Ellen $= 2 \cdot 20 = 40$ Fuß [14]), das sind 8 Klafter.

Grundriß.

Grundriß des Chors.

Konstruiert man über der Chorbasis, d. h. der des gesamten Chors, in der Länge von 90′ und zwar in der Lage BC (s. Grundriß) ein gleichseitiges Dreieck, so liegt dessen Spitze in der Glasfläche (Mauermitte) des Fensters der östlichen Chorkapelle auf der Hauptlängsachse des Domes. Fällt man von B und C aus Lote auf die gegenüberliegenden Dreieckseiten, so schneiden sich diese mit der ebengenannten Längsachse und der Chorbasis der Lage $B_1 C_1$ in einem Punkte, der in einer Entfernung von $\frac{40'}{13} = 3{,}077'... =$ rd. : 3′ vor der Ostkante des Triumphbogens liegt. Schlägt man um diesen Schnittpunkt — wie im Grundriß ersichtlich — zwei Halbkreise bis zur Chorbasis $B_1 C_1$, teilt den äußeren in fünf gleiche Teile, so schließen die zu den Teilpunkten gezogenen Radien die Sektoren ein, in welche die Pfeiler des Hohen-Chors, die Gewölbefelder des Umgangs und die Chorkapellen sich eingliedern. Der benutzte Kreismittelpunkt, als der ideelle Chormittelpunkt fällt auf den Altar und zwar auf den Standplatz des zelebrierenden Priesters. Dagegen liegt der Schnittpunkt (besonderer Schlußstein ist nicht vorhanden) der Gewölberippen des Hohen Chors östlich davon und zwar senkrecht über dem Altarteil, in dem die Monstranz aufbewahrt wird. Im dogmatischen Sinne ist also die Manifestation des Logos, der Gottheit überhaupt, in den Mittel- und Ausgangspunkt der ganzen Anlage gestellt worden. Teilt man die Tiefe des Hohen-Chors von der östlichen Triumphbogenkante in drei gleiche Teile, so fällt der erste Teilpunkt mit dem Zusammenschnitt der Gewölberippen zusammen.

Durch die Lage des Mittelpunktes für die beiden Halbkreise und die Einteilung des größeren in fünf gleiche Teile ist erreicht, daß der Kapellenkranz und die Außenmauer des Umganges eine regelmäßige Einteilung erhielt, daß dagegen die nördliche und südliche Arkade des Hohen-Chors sich weiter halten ließ, als die drei unter sich gleichweiten östlichen und dadurch ein allmählicher Uebergang der westlichen anschließenden, weitergespannten Arkaden zu jenen drei östlichen erzielt wurde. Aehnliche Verhältnisse finden sich in bedeutsamen Kathedralen, so z. B. in der siebenteiligen Chorlösung der Kathedrale zu Amiens und der des Domes zu Köln. Dabei steht in Magdeburg die Weite LM zu jener der östlichen Arkade NO im Verhältnis der Höhe zur Basis des über NO errichteten $\frac{\pi}{4}$ - Dreiecks.

Grundriß von Querschiff und Langhaus.

Zieht man zu der Hauptlängsachse des Domes Parallelen in $\frac{90'}{2} = 45' = 5 \cdot 3 \cdot 3$ oder $5 \cdot 9$ Entfernung und reiht auf dieser Längsachse zwischen den Parallelen noch vier gleichseitige Dreiecke von 90′ Seitenlänge an das für die Chorlösung benutzte gleichseitige Dreieck gleicher Größe, d. h. trianguliert man, beginnend in der Glasfläche des östlichen Chorkapellenfensters, in westlicher Richtung mit fünf solchen gleichseitigen Dreiecken, so liegt die Basis des fünften Dreiecks auf der Außenseite des westlichen Portal-Mittelpfeilers unter dem dortigen Standbilde von Kaiser Otto I., des Begründers vom alten Dome.

---

[10]) Franz Lambert, Dantes Matelda und Beatrice. München 1913. In der Divina Comedia, Seite 7, in der Vita Nuova, Seite 53.

[11]) 2. Buch der Chronika, Kap. 4, Vers 1 und Kap. 3, Vers 3—8.

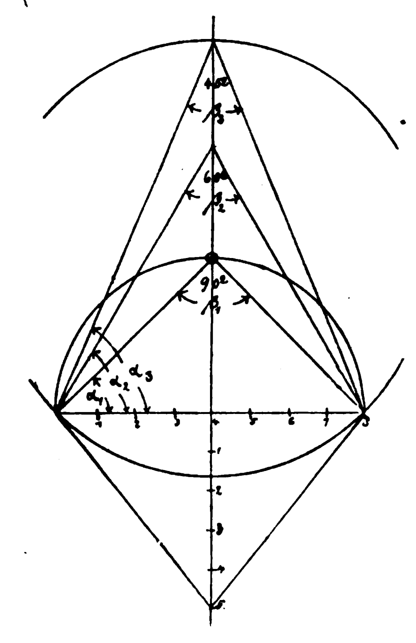
[12]) 2. Buch Moses, Kap. 26, Vers 15—21. — Kap. 27, Vers 10—11 und 16. — 1. Buch der Könige, Kap. 6, Vers 2 und 20. — Ezechiel (Hesekiel), Kap. 41, Vers 2, 4, 10.

[13]) Vgl. Fußnote 9, a. a. O., Jahrgang 1912, Seite 260/61.

[14]) Auch sonst erscheint die Zahl 40 an bedeutsamen Stellen der Bibel: Sintflut, 1. Buch Moses, Kap. 7, Vers 4 und 17 — Kap. 8, Vers 6. Zug durch die Wüste, 5. Buch Moses, Kap. 29, Vers 5. — Apostelgeschichte, Kap. 7, Vers 30. — Gesetzgebung, 5. Buch Moses, Kap. 9, Vers 9, 11, 18. — Fasten bei Elias und Jesus, Versuchung, Evangel. Mathäus, Kap. 7, Vers 2; Lucas, Kap. 7, Vers 2. — Verkehr des Auferstandenen mit seinen Jüngern bis zur Himmelfahrt. Apostelgeschichte, Kap. 1, Vers 3. — 40 Tage der Reinigung nach der Geburt eines Sohnes. 3. Buch Moses, Kap. 12, Vers 2—4. — 40 Märtyrer. — 40 Stunden des Gebets usw.

Es ist somit die Mitte der Mauer der östlichen Chorkapelle durch diese Triangulatur mit dem charakteristischen Mittelpunkte des Westportals in eine bedeutsame Beziehung gesetzt. Die dadurch begrenzte Länge ist, mit Rücksicht darauf, daß im gleichseitigen Dreieck die Höhe $= 0{,}866\ldots$ der Basis ist, gleich $90 \cdot 0{,}866\ldots \cdot 5 = 389{,}7' =$ rd.: $390' = 5 \cdot 5 \cdot 5 \cdot 3 + 5 \cdot 3$ oder $5 \cdot 78$, das sind 78 Klafter. Es kehren also auch 5 und 3, die maßgebenden Zahlen der Chorlösung, hier wieder.

Sehen wir in der Festlegung einer charakteristischen Hauptlänge des Bauwerks schon eine auffällige Verwendung der Chorbasis, so wird sich in der Folge zeigen, daß deren Wirkung sich auch auf die übrigen Hauptmaße erstreckt. Um dies nachzuweisen, folgen wir dem entwerfenden Meister bei der genauen Einstellung der Maße seines Entwurfs in der Anwendung des bereits zu Anfang erwähnten, durch A. von Drach sog. $\frac{\pi}{4}$-Dreiecks. Wir entwickeln dieses — wie es in der Figur dargestellt wurde — so über einer bestimmten Basis, daß über dieser als Hypotenuse zunächst ein



gleichschenklig-rechtwinkliges Dreieck konstruiert und um dessen Spitze als Mittelpunkt mit der Kathete ein Kreis beschrieben wird, der auf der verlängerten Höhe die Spitze des $\frac{\pi}{4}$-Dreiecks abschneidet [15]), die also nur mit den Endpunkten der Basis verbunden zu werden braucht. Man erhält dann ein gleichschenklig spitzwinkliges Dreieck mit dem Scheitelwinkel von 45° als Peripheriewinkel zum Zentriwinkel von 90°.

Wird dieses Verfahren im Grundriß über der Chorbasis $BC = 90'$ durchgeführt, so ist die Höhe $D_1 E_1$ des so gewonnenen Dreiecks gleich der Breite des Langhauses zwischen den Fensterglasflächen der Seitenschiffe. Das Verhältnis der Basis zur Höhe des $\frac{\pi}{4}$-Dreiecks ist ein irrationales, nämlich $1 : 1{,}207\ldots$; die Langhausbreite ist also hier $90 \cdot 1{,}207\ldots = 108{,}63\ldots =$ rd.: $109'$. Die Mauerstärke der Seitenschiffe ist, wie im Chorumgang, rd.: 4', die Fensterglasfläche teilt dieses Maß in 2,5' und 1,5'; das Maß zwischen den Außenkanten des Langhauses ist demgemäß: $108{,}63 + 2{,}5 \cdot 2 = 113{,}63\ldots'$ oder rd.: 114'. Ziehen wir in $\frac{114}{2} = 57{,}0'$ Entfernung zur Hauptlängsachse des Domes zwei Parallelen und triangulieren, von der Außenkante der rd. 3' starken östlichen Mauer der in der Hauptlängsachse liegenden Chorkapelle ausgehend, mit einem gleichseitigen Dreieck von 114' Seitenlänge gegen Westen, so liegt die Spitze des vierten Dreiecks auf der äußeren Westflucht der Turmanlage. Umspannte vorhin die Triangulatur die Länge von Mitte zu Mitte, so diese letztere die Länge von Außenkante zu Außenkante der Mauern. Diese Länge ergibt sich rechnerisch folgendermaßen: Die Höhe des gleichseitigen Dreiecks ist $0{,}866\ldots$ der Basis, also: $114 \cdot 0{,}866\ldots =$ $=$ rd. $98{,}8$; $98{,}8 \cdot 4 = 395' = 5 \cdot 5 \cdot 5 \cdot 3 + 5 \cdot 4$ oder $5 \cdot 79$, das sind 79 Klafter. Kehren wir noch einmal zu dem Maß zwischen den Fensterglasflächen der Seitenschiffe, also zu $108{,}63'\ldots =$ rd. 109' zurück, verschieben dieses zur besseren Uebersicht in die Lage der Chorbasis BC, also nach FG, errichten hierüber als Basis ein $\frac{\pi}{4}$-Dreieck, so ist dessen Höhe $= D_1 H =$

$108{,}63\ldots \cdot 1{,}207\ldots = 131{,}563\ldots =$ rd.: 132'.

Dieses Maß ist gleich der Querhauslänge zwischen dem äußeren Anschlag der beiden Portale. Die mit einem gleichseitigen Dreieck von dieser Seitenlänge = 132' wie bisher von der Mauermitte der östlichen Chorkapelle ausgehende dreimalige Triangulatur nach der früher beschriebenen Art fällt mit der Basis des dritten Dreiecks auf die Westseite des Langhausinnern, zugleich Ostseite der Turmanlage. Das betreffende Längenmaß ist, da $132 \cdot 0{,}866\ldots = 114{,}312\ldots =$ rd. 115' wegen der dreimaligen Triangulatur:

$$115 \cdot 3 = 345' = 5 \cdot 5 \cdot 5 \cdot 2 + 5 \cdot 5 \cdot 3 + 5 \cdot 4$$

oder $5 \cdot 69$, das sind 69 Klafter.

Ergänzt man das vorhin ermittelte Längenmaß im Querhaus von $131{,}563\ldots$ auf die Außenlänge desselben in der reinen Mauerflucht, also auf $140{,}5 = 140' = 5 \cdot 5 \cdot 5 + 5 \cdot 3$ und trianguliert mit einem gleichseitigen Dreieck von der Seitenlänge 140,5 dreimal von der Mauermitte der östlichen Chorkapelle gegen Westen, so fällt die Basis des ersten Dreiecks auf die Mittelachse des Querhauses, die des dritten auf die dieser parallele südnördliche Mittelachse der Westturmanlage und es ist die betreffende Länge:

$140{,}5 \cdot 0{,}866\ldots \cdot 3 = 365{,}019\ldots =$ rd. $365' =$ $= 5 \cdot 5 \cdot 5 \cdot 2 + 5 \cdot 5 \cdot 4 + 5 \cdot 3$ oder $5 \cdot 73$, das sind 73 Klafter.

Die südnördliche Länge der Turmanlage und des Querhauses sind gleich; die Breite der ersteren ist bereits in ihrer östlichen und westlichen Außenkante sowie durch die bisherige Triangulatur auch in der Mittelachse und zwar zu $390' - 345' = 45' = 5 \cdot 3 \cdot 3$ festgelegt worden. Es steht diese Außenbreite der Turmanlage und die des Querhauses in enger Beziehung zu einander. Errichtet man nämlich über der Breite der Turmanlage von 45' ein $\frac{\pi}{4}$-Dreieck, so ist dessen Höhe $45 \cdot 1{,}207\ldots =$ rd. $55' =$ $= 5 \cdot 3 \cdot 3 + 5 \cdot 2$ oder $5 \cdot 11$, das sind 11 Klafter gleich der Außenbreite des Querhauses nach Abzug der angebauten Osttürme. Errichtet man über der Querhausbreite ein $\frac{\pi}{4}$-Dreieck, so ist dessen Höhe gleich der halben, bisher ermittelten Querhauslänge zwischen den äußeren Portalanschlägen, oder eine zweimalige Triangulatur mit diesem $\frac{\pi}{4}$-Dreieck ergibt diese Querhauslänge. Die Seitenlänge der Osttürme ist ein Drittel der Querhausbreite. Damit schließt sich gewissermaßen der Ring zwischen den triangulatorischen Beziehungen der Hauptgrundrißmaße, die aus Zweckmäßigkeitsgründen erst an der Hand des Langhausquerschnitts noch ergänzt werden sollen.

Die Auf- und Abrundungen der bisher entwickelten Hauptmaße, etwa in den Grenzen eines halben Fußes, sind als zulässig vorgenommen und werden auch später

[15]) A. von Drach gibt in seinem Werke (Fußnote [2]) auf Seite 29—31 eine interessante historische Ableitung des $\frac{\pi}{4}$-Dreiecks aus einem alten Bauhüttenspruch.

Der Dom zu Magdeburg.

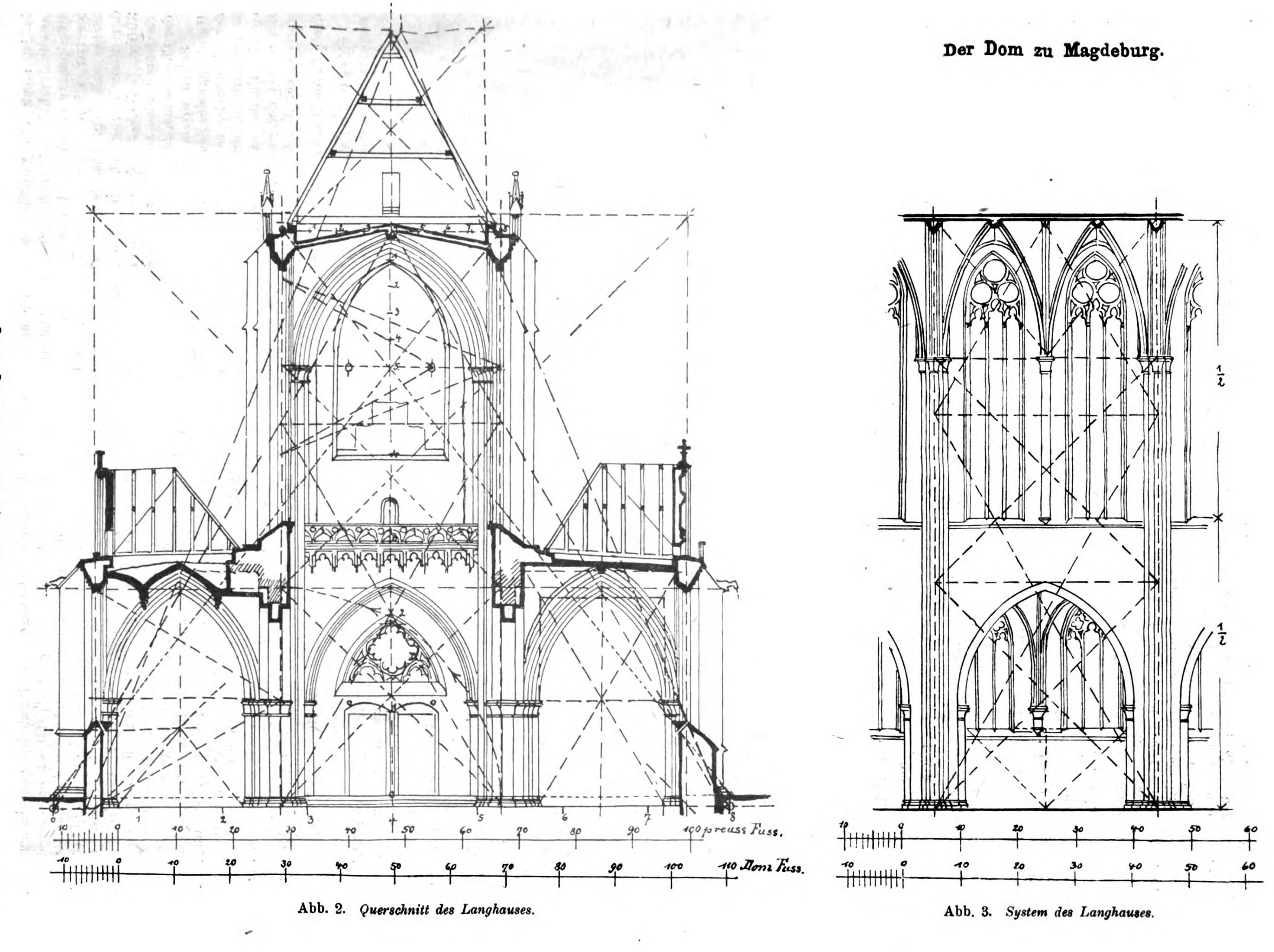


Abb. 2. *Querschnitt des Langhauses.*

Abb. 3. *System des Langhauses.*

noch erfolgen, weil etwa nur in dieser Genauigkeit Messungen bei großen Maßen an den Aufnahmezeichnungen ratsam sind, Schwankungen bei den in Betracht kommenden Längen in der Ausführung ohnehin leicht vorkommen, die rechnungsmäßige Ermittelung auf irrationalen Beziehungen ruht, deren Ergebnisse sich im Einheitsmaß nicht kommensurabel ausdrücken lassen und die vom Baumeister anscheinend gewollten Maßbeziehungen erst bei dem auf- oder abgerundeten Endresultat klar hervortreten. Die bisher nach einem gewissen Rhythmus gezeigte Zerlegung der Längenmaße durch die Zahlen 5 und 3 scheint um so mehr beabsichtigt zu sein, als diese Zahlen auch im Ausgangsmaß der Chorbasis von 90′ bei der Trennung in $25 + 40 + 25$, also im Verhältnis von $5:8:5$ vorkommen und $3 + 5 = 8$ ergibt[16]).

Verlängert man die Außenkante der Seitenschiffmauern oberhalb des Kaffgesimses nach Osten und Westen, außerdem die Ostkante des Triumphbogens bis zum Schnitt mit diesen beiden Mauerfluchten in J und K, errichtet dann über JK gegen Osten ein gleichschenklig-rechtwinkliges Dreieck, so fällt dessen Spitze auf die äußere Mauerkante der östlichen Chorkapelle. Trianguliert man mit diesem Dreieck von hier aus gegen Westen, so fällt die Basis des siebenten Dreiecks auf die westliche Außenkante des Portalbaues. Die Strecke JK ist bereits mit Hilfe der Triangulatur und der gemessenen Mauerstärke zu 113,6 ermittelt worden, eine Länge, die hier unter dem vorbin gemachten Vorbehalt auf rd. 114 aufgerundet werden soll, dann ist die Gesamtlänge:

$$\frac{114}{2} \cdot 7 = 399', \text{ rd. } 400' = 5 \cdot 5 \cdot 5 \cdot 3 + 5 \cdot 5$$
$$\text{oder } 5 \cdot 80 = 80 \text{ Klafter.}$$

Querschnitt und System des Langhauses.

Die Fensterglasflächen der Seitenschiffe und des Mittelschiffes (Abb. 2 und 3) geben auch hier wieder — wie schon bei der Untersuchung des Grundrisses gesagt wurde — scharf erfaßbare Linien und Grenzen. Zwischen den Seitenschiffenstern ist die Entfernung zu 109′ ermittelt worden; errichtet man auf dem Fußboden des Langhauses ein Quadrat mit dieser Seitenlänge, oder trianguliert man zweimal mit einem gleichschenklig-rechtwinkligen Dreieck über 109′ als Hypotenuse, so fällt die obere Quadratseite oder die Hypotenuse des zweiten Dreiecks mit der Oberkante der Hauptgesimsgalerie zusammen, umfaßt also — von den Riesen der Fialen abgesehen — den gesamten architektonischen Aufbau des Langhauses, ebenso wie im Grundriß die siebenmalige Triangulatur mit dem rechtwinklig-gleichschenkligen Dreieck über der Entfernung der Außenkanten des Langhauses gleich 114′ als Basis die gesamte äußere Baulänge ergab.

Ein im gleichen Sinne gebildetes Quadrat umschließt ebenso den Langhausquerschnitt des Doms zu Regensburg mit Hauptgesimsgalerie. Das Langhaus des Doms zu Köln hat anspruchsvoll ausgebildete Wimperge, zwischen diesen erscheint am bedeutsamsten das kräftig ausgebildete Hauptgesims, nicht aber dessen Galerie, die obere Quadratseite liegt daher auf der Oberkante des Hauptgesimses. Die Elisabethkirche in Marburg hat keine Hauptgesimsgalerie, die obere Quadratseite fällt auf die Oberkante des Hauptgesimses, ebenso in Zwetl usw.

Die Tiefe der Strebepfeiler von Außenkante bis Innenkante der Gurtbogenvorlage der Seitenschiffe ist gleich der halben Lichtweite derselben, danach beträgt die größte Breite des Langhauses zwischen der Sockelaußenkante der Strebepfeiler rd. 122′, ein Maß, das — wie sich später herausstellen wird — sinngemäß mit der Kämpferhöhe der Gewölbe des Mittelschiffs in enge Beziehung gesetzt ist. Errichtet man über 122′ als Basis ein gleichseitiges Dreieck, das wir auch im besonderen als Symbol der göttlichen Unwandelbarkeit, hier als das der Stetigkeit, der Statik ansehen dürfen, so fällt dessen Spitze auf die Unterseite des Gewölbes über den Schlußstein des Mittelschiffs und stellt dadurch die größte Höhe im Innern fest, nämlich: $122 \cdot 0{,}866\ldots = 105{,}65$, rd. $105' = 5 \cdot 5 \cdot 3 + 5 \cdot 3 \cdot 2$, oder $5 \cdot 21$, d. h. 21 Klafter. Die Seiten dieses gleichseitigen Dreiecks bezeichnen — wie dies auch L. Dehio für die Innenweite[17]) ähnlicher Bauwerke erwähnt — charakteristische Höhen des inneren architektonischen Aufbaues, nämlich in den Seitenschiffen die Unterkante der inneren Fensterschräge, die Kapitelloberkante und den Scheitel der Gurtbögen, im Mittelschiff die Kapitelloberkante der Ueberwölbung und den Gewölbescheitel.

Bei der Entwickelung der Chorlösung im Grundriß wurde schon die Teilung der Chorbasis von 90′ in $25' + 40' + 25'$ besprochen und das Maß von 40′ als das für das Mittelschiff bedeutsame im einzelnen untersucht. Es ist dieses Maß im Langhausquerschnitt die Entfernung der Fensterglasflächen. Trianguliert man zwischen diesen Parallelen vom Kirchenfußboden ausgehend mit einem gleichseitigen Dreieck von 40′ Seitenlänge, so erreicht man mit der Spitze des ersten und nachher des dritten Dreiecks eine Höhe von $40 \cdot 0{,}866\ldots = 34{,}64\ldots$ rd. 35′; $35 \cdot 3 = 105' = 5 \cdot 5 \cdot 4 + 5 \cdot 1$, oder $5 \cdot 21$, das sind 21 Klafter, d. h. die Unterkante des Gewölbes im Scheitel, während der Scheitel des Quergurtbogens rd. 5′ tiefer, auf 100′ über dem Fußboden liegt, $100 = 5 \cdot 5 \cdot 4$ oder $5 \cdot 20$, das sind 20 Klafter. Die Höhenlage des Gewölbekämpfers, der auch bereits bei dem großen gleichseitigen Dreieck erwähnt ist, wird maßstäblich bestimmt durch viermalige Triangulatur eines gleichschenklig-rechtwinkligen Dreiecks über der Basishypotenuse von 40′ und liegt auf der Basis des vierten Dreiecks. Diese Höhe ist demnach:

$$\frac{40}{2} \cdot 4 = 80' = 5 \cdot 5 \cdot 3 + 5 \cdot 1, \text{ oder } 5 \cdot 16, \text{ das sind 16 Klafter.}$$

Bei dieser Triangulatur legt die Basis des zweiten Dreiecks die Höhe fest für den Scheitel des Gurtbogens unter der Westempore, gleichzeitig für den der Langhausarkaden, den der Gurtbogen in den Seitenschiffen, den Scheitel der Fensterbögen und die Traufhöhe der Strebepfeiler.

Die Fensterscheitelhöhe der Seitenschiffe ist also gleich der Mittelschiffweite von 40′. Errichtet man auf dieser Basis in der Fensterglas-Schnittlinie (s. linkes Seitenschiff) ein gleichseitiges Dreieck, so fällt dessen Spitze auf die nach unten verlängerte Schnittlinie der Fensterglasfläche des Mittelschiffes. Dadurch ergibt sich als Abstand der beiden genannten Glasflächen die Höhe des gleichseitigen Dreiecks: $40 \cdot 0{,}866\ldots = 34{,}64\ldots =$ rd. $35' = 5 \cdot 5 + 5 \cdot 2$ oder $5 \cdot 7$, das sind 7 Klafter. Das Verhältnis der Breite des Seitenschiffs von 35′ zu der des Mittelschiffs von $40' = 5 \cdot 5 + 5 \cdot 3$ regelt sich also hier durch das Verhältnis der Höhe zur Basis des gleichseitigen Dreiecks in einer sicher umrissenen Harmonie[18]). Dies

[16]) Die von Lamé zuerst gebildete unendliche Reihe 1, 2, 3, 5, 8, 13, 21, 34... enthält in ihren Einzelgliedern die Zahlen der Chorausbildung 3, 5, 8, 13. Diese merkwürdige Zahlenreihe ist eine Annäherungsreihe für die Proportion des „Goldenen Schnitts“, der in der Teilung der Chorbasis bereits genannt wurde. Die Reihe entsteht in den einzelnen Zahlen durch Summierung der beiden vorhergehenden. Bezeichnet man den minor mit „1“, so ist mit allmählicher Annäherung der major des Goldenen Schnitts: 2; 1,50; 1,666; 1,60; 1,625; 1,6154; 1,61904; 1,6176; 1,6181; 1.6179; 1,6180... erreicht also hier schon in vier Dezimalstellen den genauen Wert 1,6180888....

[17]) G. Dehio und G. von Bezold, Die kirchliche Baukunst des Abendlandes. Stuttgart 1901. Textband II, Seite 563—570 und 593—599.

[18]) Das Verhältnis zwischen Weite von Mittelschiff und Seitenschiff ist zuweilen in einer weniger leicht erkennbaren, aber geometrisch ebenso sicher bestimmbaren Form festgelegt. So ist z. B. im Dom zu Regensburg und in St. Urbain zu Troyes die Seitenschiffweite gleich der Seite eines Kubus, dessen

ist hier aber nicht nur in dem Verhältnis der bei drei- und mehrschiffigen Anlagen für die Gesamtwirkung sehr wichtigen Raumteilung des Langhauses in Schiffbreiten, sondern auch für die lichte Weite und Höhe der Seitenschiffe durchgeführt (vgl. Seitenschiff rechts). Die Höhe des gleichseitigen Dreiecks, das mit seiner Basis gleich der Lichtweite zwischen den Vorlagen der Quergurte (im Schaft gemessen) auf dem Fußboden errichtet wird, bestimmt die Höhe der Gurtbogen- und Gewölbekämpfer. Trianguliert man weiter, so bezeichnet die Basis des zweiten gleichseitigen Dreiecks die Scheitelhöhe des Gurtbogens. Ein neues gleichseitiges Dreieck mit einer Seitenlänge gleich der lichten Weite des Seitenschiffs zwischen dem Schild- und Arkadenbogen bestimmt das Verhältnis dieser Lichtweite zur Höhe des Gewölbes.

Die Gurtbögen der Seitenschiffe sind auf Grundlage eines gleichseitigen Dreiecks aus den Basisecken desselben als Mittelpunkten gezeichnet. Der Gurtbogen unter der Westempore, die Arkadenbögen des Langhauses und die Quergurte der Gewölbe desselben haben ihren Mittelpunkt etwa im ersten Drittel ihrer Spannweite, sie sind Arcs en tiers points, wie sie Viollet-le-Duc nennt [19]), aber hier nur ungefähr, denn die genaue Bestimmung des Mittelpunktes hat der konstruierende Meister anders vorgenommen. Er wählte die Mittelschiffbreite zwischen den Fensterglasflächen $= 40'$ zur Höhe eines $\frac{\pi}{4}$-Dreiecks, konstruierte mit Hilfe des Scheitelwinkels, bzw. der Hälfte desselben $= \frac{45^0}{2}$ (vgl. Kämpferhöhe des Mittelschiffs) die Seiten und die Basis dieses $\frac{\pi}{4}$-Dreiecks und errichtete dann endlich über dieser Basis ein gleichseitiges Dreieck, dessen Spitze den Mittelpunkt des einen und symmetrisch dazu den des anderen Gurtbogens ergab. Die Teilung der Breite von $40'$ ergibt sich danach zu $28{,}7\ldots'$ und $11{,}3\ldots'$ also nicht zu $^2/_3$ und $^1/_3$, d. h. $26{,}66\ldots'$ und $13{,}33\ldots'$

So finden sich systematisch überall derartige Beziehungen der Maße zwischen den Breiten- und Höhenmaßen, dem $\frac{\pi}{4}$-Dreieck und dem gleichseitigen Dreieck. Für die äußere Erscheinung des Bauwerks ist, besonders in der Gotik, die harmonische Zusammenstimmung der Dachhöhe zur Gebäudehöhe von Wichtigkeit. Errichtet man wieder auf dem Kirchenfußboden und zwar über der Langhausbreite zwischen den Außenkanten der Mauern (auf der Nordseite ist die Mauer unterhalb der Fenster doppelt so stark als auf der Südseite), also auf einer Basis von $113' + 4' = 117'$ ein $\frac{\pi}{4}$-Dreieck, so fällt dessen Spitze auf die Dachfirsthöhe, also auf $117 \cdot 1{,}207\ldots = 141{,}21'$. Die äußere Umgebung liegt teils oberhalb, teils unterhalb des Kirchenfußbodens, es erscheint daher zulässig, diese Höhe zu rd. $140' = 5 \cdot 5 \cdot 5 + 5 \cdot 3$ oder $5 \cdot 28$, d. s. 28 Klafter, anzunehmen, eine Höhe, die gleich ist der südnördlichen Länge von Querhaus und Westturmanlage. Es liegen also Kirchenfußboden und First auf der unteren und oberen Seite eines umschriebenen Quadrats, die Querhausgiebel auf den senkrechten Seiten desselben. Die Spitze des auf derselben Basis errichteten gleichseitigen Dreiecks liegt auf $117 \cdot 0{,}866\ldots = 101{,}32$, d. h. auf dem oberen Scheitel des Quergurts im Mittelschiff, dessen unterer Scheitel schon zu $100'$ ermittelt wurde. — Ob zwischen der Höhe des Dachstuhles und der Lichtweite der Langhausmauern oberhalb des Gewölbes eine gewollte Beziehung besteht, mag dahingestellt bleiben, eine solche ist, wie für die Kämpferhöhe der Ueberwölbung, auch im Dachstuhl vorhanden; trianguliert man nämlich mit einem rechtwinklig-gleichschenkligen Dreieck, dessen Basis gleich der obengenannten Lichtweite ist, zweimal, so ist die durch die Basis des zweiten ermittelte Höhe diejenige des Dachfirstes, oder mit anderen Worten der Dachquerschnitt ist in ein Quadrat einbeschrieben. — In der Teilung des Langhauses ist im engen Anschluß an den Querschnitt dieselbe Methode systematisch angewendet. Zieht man die Mittellinien der Wanddienste und Quergurte, so ergibt sich als deren Entfernung $40'$, eine viermalige Triangulatur mit dem gleichschenklig-rechtwinkligen Dreieck bestimmt dort die Kämpferhöhe, eine dreimalige mit dem gleichseitigen Dreieck den Gewölbescheitel. Die sich scharf abhebende Unterkante des oberen Lichtgadens liegt auf halber innerer Höhe des Langhauses. Die Unterkanten der Seitenschiffenster sind in Glasfläche und Schräge durch rechtwinklig-gleichschenklige Dreiecke, wie dargestellt, im Längs- und Querschnitt bestimmt, d. h. sie liegen auf einer Höhe gleich der halben benachbarten Gurtbogenlichtweite.

Diagonale die Mittelschiffweite ist. Nach Euklid, Elemente, 13. Buch, 15. Satz, ist dieses Verhältnis leicht zu finden, wenn man über der Mittelschiffweite einen Halbkreis schlägt, diese Weite, d. h. also den Durchmesser, in drei gleiche Teile teilt, in einem Drittel ein Lot errichtet und dessen Schnitt im Halbkreis mit den beiden Enden des Durchmessers verbindet, dann ist die große Kathete des so entstandenen rechtwinkligen Dreiecks die Diagonale, die kleine die Seite der Würfelseitenflache, der Durchmesser die Würfeldiagonale. Euklids Elemente waren im Mittelalter allgemein bekannt.

[19]) Max Hasack im Handbuch der Architektur, II. Teil, Die Baustile, 4. Band, 3. Heft, Der Kirchenbau, Stuttgart 1902, Seite 214, bespricht die Konstruktion dieser Bögen und zitiert die einschlägigen Stellen bei Viollet-le-Duc.

Außenansichten.

Am Chor, dem ältesten Bauteil — I. Lieferung, Tafel II des Aufnahmewerks — ist für das Hauptgesims an Kapellenkranz und Empore, wie vorauszusehen war, zur Höhenbestimmung im Verhältnis zur Breite mehrfach das rechtwinklig-gleichschenklige Dreieck benützt worden.

In den Seitenansichten — II. Lieferung, Tafel II und V desselben Aufnahmewerks, Fußnote 7 — sind alle Giebel der einzeln überdachten Seitenschiffsysteme in Gestalt des gleichseitigen Dreiecks gebildet. Die Fensterbögen der Querhausgiebel, der Seitenschiffe und des Mittelschiffs, nebst denen im Hohen-Chor sind sämtlich aus den Basisecken des eingeschriebenen gleichseitigen Dreiecks als ihrem Mittelpunkt geschlagen worden, während die der Chorkapellen und des Umgangs — wie die Gurtbögen des Mittelschiffs — aus den Drittelspunkten also mehr in Anlehnung an die Form des Rundbogens konstruiert wurden.

Der Dom hat auf seiner östlichen Hälfte drei Türme, und zwar einen Dachreiter über der westlichen Querhausmauer und zwei Chortürme an der östlichen Seite des Querhauses. Nach dem obenerwähnten Aufnahmewerk, und zwar I. Lieferung, Tafel II, II. Lieferung, Tafel II, und III. Lieferung, Tafel I, haben die beiden gleich hohen Chortürme über dem Kirchenfußboden eine Höhe bis Oberkante des Turmknopfes von 169 preußischen Fuß = 175 Domfuß $= 175' = 5 \cdot 5 \cdot 5 + 5 \cdot 5 \cdot 2 = 5 \cdot 35 =$ 35 Klafter. Für den Dachreiter ermittelt man ebenso eine Höhe von 195 preußischen Fuß = 201 Domfuß = rd. $200' = 5 \cdot 5 \cdot 5 + 5 \cdot 5 \cdot 3 = 5 \cdot 40 = 40$ Klafter. Der Grundriß steht unter dem Einfluß der Triangulatur mit dem gleichschenklig-rechtwinkligen und dem gleichseitigen Dreieck. Für diese Turmhöhen wird, wie für die benachbarten Außen- und die Innenhöhen, das letztere bestimmend sein. Zwischen den äußeren Portalanschlägen des Querhauses — etwa gleich dessen Mauermitte — ist mit einer Basislänge von $131{,}5'$ im Grundriß trianguliert worden, die Höhe der an das Querhaus angebauten beiden Chortürme steht in Beziehung zu diesem charakteristischen

Maße. Nimmt man daher 131,5′ als Höhe eines gleichschenkligen Dreiecks, so ist dessen Basis gleich 131,5·1,15.. ; dieses Maß noch einmal als Höhe eines solchen Dreiecks angesehen, ergibt dessen Basis 131,5·1,15·1,157 = rd. 175′ gleich der oben angegebenen Höhe der Chortürme. Betrachtet man wiederum dieses Maß als Höhe eines neuen gleichseitigen Dreiecks, so ist dessen Basis gleich 175·1,15 = rd. 201′ gleich dem Maß der Bauaufnahme für die Höhe des Dachreiters über dem Kirchenfußboden. Derartige kettenmäßig fortschreitende Konstruktionen sind nicht selten, sie konnten z. B. festgestellt werden am Dom zu Regensburg, an der Frauenkirche zu München, der Pfarrkirche zu Schwaz in Tirol.

Bei den größeren gotischen Sakralbauten sind gewöhnlich die Querhausgiebel, mindestens aber ist die Westfront mit einem größeren Aufwand an architektonischen Mitteln ausgebildet. Die Ausführung der Westseite fällt, wenn sie im Mittelalter überhaupt noch vollendet wurde, meistens in dessen Spätzeit. Dies trifft hier beides zu, und es ist daher zu erwarten, daß gerade an der Durchbildung der westlichen Turmansicht die Methode der Triangulatur und zwar mit dem $\frac{\pi}{4}$-Dreieck in ihrer ausgebildeten Art zur Anwendung gekommen ist.

Die zweitürmige Westansicht ist daher nach der im großen Maßstab dargestellten Zeichnung des Aufnahmewerks — V. Lieferung, Tafel III, hier Abb. 4 — wiedergegeben und eignet sich gut zu dieser Untersuchung. Die Breite der Turmansicht ist, gleich der des Querhauses, in südnördlicher Richtung bereits zu rd. 140′ triangulatorisch aus der Chorbasis entwickelt worden. Die Turmansicht ist oberhalb der den ganzen Bau umziehenden Hauptgesimsgalerie so weit zurückgesetzt worden, daß noch eine Breite von 137 bis 137,5′ verbleibt. Dieses mittlere Breitenmaß hat der entwerfende Meister als Grundmaß für die Maßbestimmungen der Westfront gewählt. Zu diesem Zweck ist, wie es sich an bedeutenden Bauwerken, wie z. B. dem Regensburger und Kölner Dom, dem Straßburger Münster, der Kathedrale von Amiens usw., beobachten läßt, ein $\frac{\pi}{4}$-Dreieck konstruiert worden, dessen Basis gleich ist der doppelten mittleren oder unteren Breite ohne Strebepfeiler, also hier 137·2 = 274 bis 275 = 5·5·5·2 + 5·5. Die Höhe des $\frac{\pi}{4}$-Dreiecks ist dann die der Westansicht, wenn die — angeblich bei der Belagerung und Beschießung Magdeburgs durch Tilly im Jahre 1631 — in ihrem oberen Teil beschädigten Kreuzblumen angemessen ergänzt werden, d. h. also hier: 274·1,207... = 330,718... Oder diese Höhe wird erhalten durch zweimalige Triangulatur mit dem $\frac{\pi}{4}$-Dreieck über 137′, also: 2·137·1,207... = 330,718... oder rd. 330′ = 5·5·5·2 + 5·5·3 + 5·1 oder 5·66, das sind 66 Klafter. Bei kleineren süddeutschen und Tiroler Kirchen steht der original erhaltene Turm vielfach auf der Nordseite. Hierbei ist die Turmhöhe unter anderem als die Höhe desjenigen $\frac{\pi}{4}$-Dreiecks bestimmt, dessen Basis gleich ist dem Vierfachen der Westgiebelbreite oder dem Zweifachen der Langhauslänge, beides außen in der reinen Mauer gemessen, so z. B. bei der Salvatorkirche in München (1493) und der Pfarrkirche zu Schwaz in Tirol (1475). Ein ähnliches Verhältnis ist auch am Magdeburger Dom angewendet. Es ist bereits die Gesamtlänge zu rund 400′, d. h. genauer zu 399′ und die Höhe der Westtürme zu 330,718′ abgeleitet worden. Nimmt man letztere zur Basis eines $\frac{\pi}{4}$-Dreiecks, so ist dessen Höhe 1,207·330,718 = 399,176′, also mit ausreichender Genauigkeit das Maß der Gesamtlänge von rd. 400′. Diese hier angewendete Methode hat mit der bei den Chortürmen und dem Dachreiter entwickelten den Vorgang gemeinsam, daß die Turmhöhen in allen Fällen als Basis eines Dreiecks erscheinen, dessen Höhe der vorangegangenen Triangulatur in angemessener Beziehung entnommen wurde.

Werden nun von den Basisecken des großen $\frac{\pi}{4}$-Dreiecks der Westfront Lote auf die gegenüberliegenden Seiten gefällt, von deren Fußpunkten weitere Lote bis nahe zur Dreiecksspitze, so schneiden diese Lote auf der Höhe und den gleichen Seiten die architektonisch charakteristischen Höhenlagen der Westansicht ab, und zwar auf den Seiten die Lage des Langhaus-Hauptgesimses mit Galerie, die Lage des folgenden nächsthöheren Turmgesimses zugleich Fußgesims des mittleren Giebels mit Galerie, die Lage des Gesimses mit Galerie unterhalb des Oktogons der beiden Türme, den oberen Anlauf der dekorativen Strebebögen am Oktogon selbst, das Abschlußgesims desselben mit Galerie am Fuße der Turmpyramiden, die Spitze der Fialen des Treppentürmchens am Nordturm und endlich das Fußgesims der Kreuzblumen beider Westtürme. Wählt man die Breite der Galerieoberkante am Fuße der Turmpyramiden zur Basis eines $\frac{\pi}{4}$-Dreiecks, so fällt dessen Spitze wiederum auf das vorhin erwähnte Fußgesims der Kreuzblume. Im gleichen Sinne sind — wie eingezeichnet — Breite und Höhe der darunterliegenden vier Turmgeschosse bestimmt, während der Höhenfestsetzung des untersten Turmgeschosses das gleichseitige Dreieck zugrunde gelegt ist, das auch in der Bogenform des Westportals wieder anklingt.

Fällt man in dem, über der mittleren Breite von 137′ mit Lage dieser Basis in halber Höhe der Westansicht, nach abwärts konstruierten $\frac{\pi}{4}$-Dreieck, wie vorhin, Lote auf die gegenüberliegenden Seiten, so gewinnt man auf diesen und der Höhe dieses Dreiecks fast alle architektonischen Höhenlagen des mittleren Teils der unteren Fassadenhälfte, bis zum Portal herab, dessen triangulatorische Untersuchnug eine Aufgabe für sich bilden könnte. Analog dem tiefer liegenden Dachquerschnitt des Mittelschiffs ist der Giebel des mittleren Fassadenteils in ein Quadrat einbeschrieben, d. h. er hat seine Basis zur Höhe, wie es auch im Dachquerschnitt gefunden wurde.

Dieses reicher behandelte Mittelstück der Westfassade hat drei Vollgeschosse, die Türme haben je fünf Vollgeschosse, die Höhe des Portals von der Schwelle bis zur Mitte der Kreuzblume seines Wimpergs ist gleich einem Drittel der Höhe bis Kreuzblumenspitze des oberen Giebels. So zeigen sich auch hier, anscheinend mit voller Absicht, in klaren architektonischen Maßen- und Flächenverhältnissen die Zahlen 3, 5 und damit deren Summe 3 + 5 = 8, wie sie schon im Verhältnis 5 : 8 der Chorbasisteilung von 90′ in 25′ + 40′ + 25′, d. h. im Verhältnis 5 : 8 : 5, und in der Lage des Zusammenschnitts der Rippen des Hohen Chors in 1/3 seiner Tiefe gefunden wurden.

Entstehung und Symbologie der christlichen Triangulatur.

Es könnte scheinen, als ob durch die im Grundriß angewendete Triangulatur mit dem rechtwinklig-gleichschenkligen Dreieck ein neues oder sogar fremdes Element in die bisherige Methode eingeführt wäre, doch ist es in Wirklichkeit umgekehrt. Diese Triangulatur ist die älteste, schon in der altchristlichen Zeit vorkommende Anwendung und findet sich zuerst im IV. Jahrhundert in

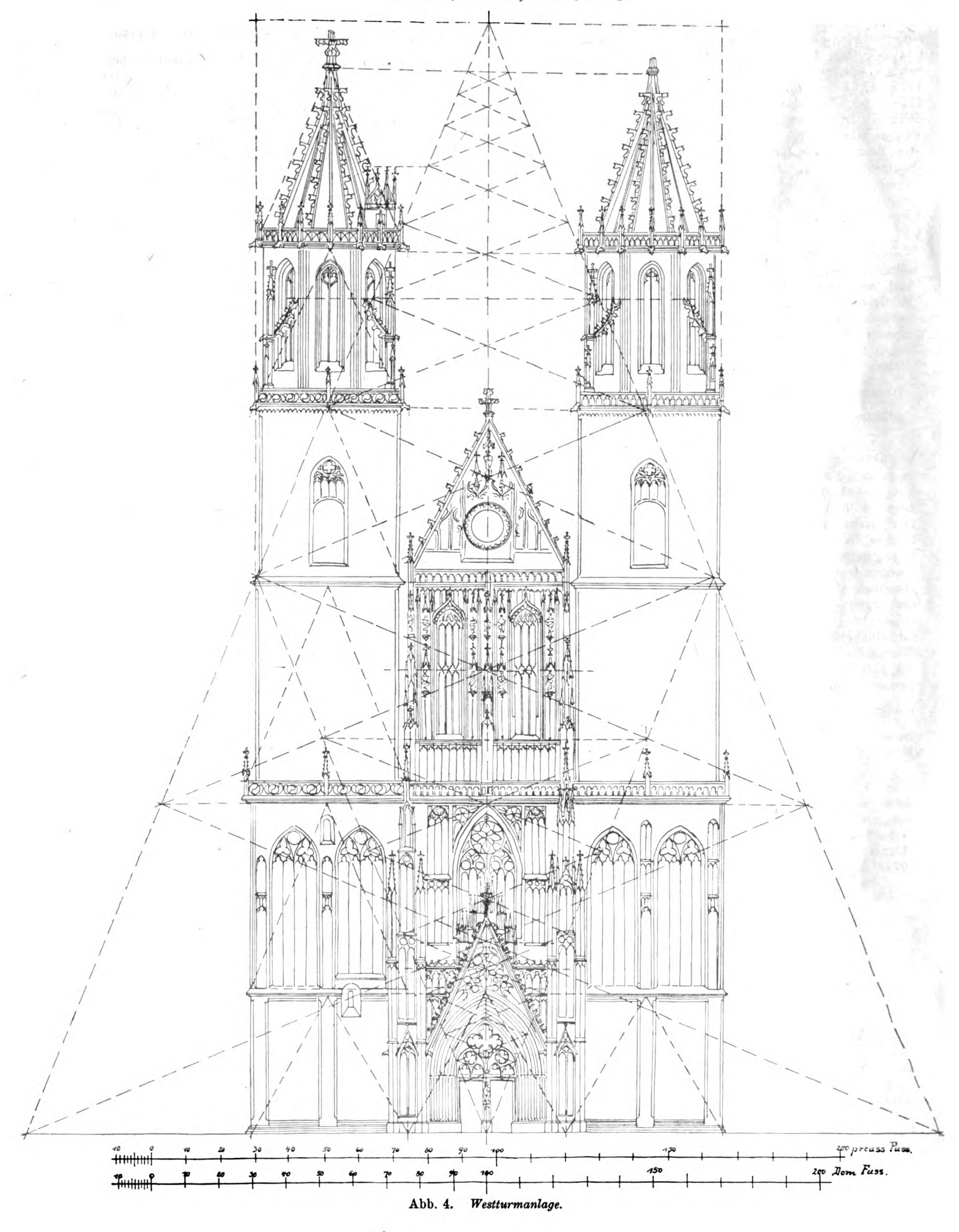


Abb. 4. *Westturmanlage.*

den altchristlichen Basiliken Kleinasiens, Syriens, Aegyptens und der griechischen Inseln. Von dort verbreitete sich diese Art der Triangulatur nach Süd- und Norditalien, besonders auf die Handelsstädte um den nördlichen Teil des Adriatischen Meeres und gelangte auch, weiter dem Handelswege über Süditalien folgend, nach Marseille und zur weiteren Ausdehnung in Frankreich und Spanien. Von Frankreich und Ravenna wurde die Triangulatur des gleichschenklig-rechtwinkligen Dreiecks schon unter Karl dem Großen in Deutschland an den Basiliken Einhards in Seligenstadt und Steinbach-Michelstadt im Odenwald, von Frankreich her, z. B. im St. Godehard in Hildesheim, um die Mitte des XII. Jahrhunderts nachweisbar angewendet und findet sich in abnehmender Häufigkeit neben der immer mehr in Aufnahme kommenden Triangulatur des gleichseitigen und $\frac{\pi}{4}$-Dreiecks in den romanischen und besonders in den gotischen Sakralbauten des Mittelalters. Das rechtwinklig-gleichschenklige Dreieck beruht in seiner Bildung noch auf vorchristlicher Symbolik und findet seine christlich-dogmatische Begründung in dem auf dem Konzil zu Nizäa im Jahre 325 proklamierten Dogma von der göttlichen Dreieinigkeit. Als nach und nach diese Grundlehre mehr den Nachdruck auf die Gleichwertigkeit der drei göttlichen Personen: Vater, Sohn, Heiliger Geist, legte, ging man in der Darstellung, d. h. in der geometrischen Symbolik der göttlichen Trinität, auch bei der Triangulatur zu dem gleichseitigen Dreieck über, dessen drei gleiche Seiten und Winkel, drei gleiche Lote, Winkel- und Seitenhalbierenden einen trefflichen geometrischen Ausdruck der Trinität bildete. Der Schnittpunkt dieser letztgenannten Linien ist gleichzeitig der Mittelpunkt des dem Dreieck um- und einbeschriebenen Kreises und deutet an, wie die Gottheit dreiteilig und doch innerlich einig auftritt. Wie der mathematische Punkt ist sie raumlos und wie der Kreis in sich vollkommen, ohne Anfang und Ende, damit also auch zeitlos, und wirkt wie Mittelpunkt und Kreis sozusagen zentripetal und zentrifugal. Die dreieinige Gottheit durchwebt schöpferisch den ganzen Kirchenbau, da dieser ja mit dem göttlichen Symbol, dem demiurgischen Dreieck der Alten, dem gleichseitigen Dreieck, in allen seinen Hauptmaßen bestimmt wird. Nach christlich-kosmogonischer Anschauung tritt besonders die zweite Person der Trinität, der Sohn als der Logos, schöpferisch auf, und daher können wir auch das $\frac{\pi}{4}$-Dreieck, das auf gleicher Basis mit dem gleichschenklig-rechtwinkligen und dem gleichseitigen Dreieck mit Hilfe des rechten Winkels (Lot) und des Kreises aus diesen Dreiecken abgeleitet ist (s. Figur im Text), als das Symbol des Logos, des Christus ansehen. Dieser als Schöpfer der Welt und als Stifter der christlichen Kirche, im geistigen Sinne der „Gemeinde der Heiligen", ist also in seinem Symbol im Rahmen desjenigen der Trinität diejenige Gotteskraft, die ordnend nach Maß und Zahl [20]) aus dem Chaos einen Kosmos bildet und sich in dessen Abbild dem christlichen Gotteshause in gleichem Sinne auswirkt. So entwickelt auch der gotische Meister aus dem Chaos des unbegrenzten Raumes den christlichen Sakralbau als materielles Abbild der Welt und der geistigen Kirche und erschafft somit im einzelnen, in harmonischen vielfältigen Beziehungen, die räumlichen Bildungen in Anwendung der göttlichen Dreieckssymbole zu einem künstlerischen Ganzen. Aus der Chorbasis entwickelt der Meister den ganzen Bau, gleichsam wie der Logos immer von neuem innerhalb der uns umgebenden Natur die pflanzlichen und tierischen Organismen aus Samen oder Keimzelle entstehen läßt.

Wie die Einwirkung des $\frac{\pi}{4}$-Dreiecks, besonders in den Einzelabmessungen, bestimmend auftritt, das macht sich immer mehr in den jüngeren Bauteilen, also im Aufbau des Langhauses bemerklich, vor allem aber in der architektonischen Ausgestaltung der Westfront aus dem XVI. Jahrhundert und spricht in dieser lapidaren Sprache deutlich aus, wie sich die christliche Lehre, das Dogma, die Symbolik und ebenso die technischen und künstlerischen Fähigkeiten in der Tektonik der ausführenden Meister in gleicher Weise entwickelt haben.

Vom Anfang bis zum Ende zeigt sich in dieser Zahlensymbolik und vor allem in dem folgerichtig durchgeführten Verfahren der Triangulatur eine ununterbrochene Stetigkeit. Wie eine unsichtbare, flächenbildende, mehr noch raumschaffende Gestaltungskraft durchweben diese Dreieckskräfte den ganzen Bau, sie alle wirken hier als Gleichnis in der materiellen Manifestation der unsichtbaren geistigen Kirche, also im christlichen Dome, wie das schöpferische „Wort", der Logos in ureigenster Person — gemäß der biblischen Kosmogonie, wie einst die Pallas-Athene als Tritogeneia und Thot als Hermes trismegistos in der vorchristlichen Zeit. Denn der Dom ist ja nach mittelalterlicher Auffassung nicht allein das äußerliche Abbild der unsichtbaren Kirche, sondern auch ein Symbol der Weltschöpfung, wie der Mensch ein Abbild, ein Symbol des Schöpfers.

Es kann, besonders für den architektonisch schaffenden oder empfindenden Künstler, die tiefgreifende Einheitlichkeit in der Lebens- und Weltauffassung des christlichen Mittelalters kaum klarer und fester umrissen hervortreten, als in diesem scheinbar so nüchternen arithmetischen Zahlenspiel und dieser geometrischen Konstruktionsmethode. Wegen der künstlerischen Existenzberechtigung solchen Verfahrens wird es genügen, auf die überwältigende Mannigfaltigkeit der unter dessen Anwendung, oder besser gesagt unter seiner Mitwirkung, entstandenen kirchlichen Bauwerke hinzuweisen, sowie die hohe künstlerische Reife der meisten dieser Monumentalbauten zu beachten und richtig zu würdigen, wenn man dabei nicht die ästhetischen Anschauungen unserer Zeit allein als Maßstab heranzieht, sondern sich gleichzeitig in den Geist jener Zeiten zu versetzen sucht. Damals stellte sich die Kirche noch nicht, wie später in zunehmendem Maße, in einen fast feindlichen Gegensatz zu der doch ebenso berechtigten weltlichen Wissenschaft, sie war selbst noch nicht einseitig religiös, die Gesamtkultur hatte ein gesundes Gleichgewicht im Materiellen und Abstrakten sowie im Religiösen. In dem ideellen Zusammenfassen der Kräfte, welches innerhalb der mittelalterlichen Kultur stärker als später in der Baukunst zum Ausdruck kommt, läßt sich in dem hier bisher behandelten Sondergebiete bei alle den vielen Einzelerscheinungen und anscheinend zerstreuenden Vielfachen nach eindringendem Studium die Idee einer mathematischen Symbolik erkennen, eine Idee, durch die erst Einheit geschaffen wird, ohne dabei den Künstler, der sie als Hilfsmittel zur Harmonisierung seiner Raumanordnungen anwendete, zum Knecht einer Schablone werden zu lassen.

Der entwerfende und ausführende Bauhüttenmeister handelte vielmehr in einer Stimmung, die Goethe so ausdrucksvoll in die Worte zusammenfaßt: „Selbst da, wo wir uns keiner Rechnung zu bedienen brauchten, müssen wir immer so zu Werke gehen, als wenn wir dem strengsten Geometer Rechenschaft zu geben schuldig wären".

Die monumentale Wirkung mittelalterlicher Bauwerke — und auch vieler aus früheren Zeiten — beruht nicht

[20]) Viktor Goldschmidt, Ueber Harmonie im Weltenraum, ein Beitrag zur Kosmogonie, Abdruck aus Ostwalds Annalen der Naturphilosophie, Leipzig (bei Voit & Comp.), Band V, nach dem Gesetz der harmonischen Reihen, bzw. der Harmonie und Komplikation der Zahlen. Berlin, Springer 1901.

allein auf der bisher erörterten harmonisierenden Methode zur Erzielung ausgeglichener Maßbeziehungen, sondern auch auf dem Umstande, daß der Baumeister versuchte, das kleine Fußmaß, das für den Magdeburger Dom zu 296,46 mm Länge mitgeteilt wurde, zu einem größeren, den Hauptabmessungen mehr angepaßten Maße, nämlich der im Mittelalter gebräuchlichen Klafter und zwar hier von 5′ — sonst auch von 6′ und 7′ — zusammenzufassen, so daß neben dem Fuß eine Klafter von 5·0,29646 = 1,4823, oder rd. 1,50 m als größeres Einheitsmaß auftritt. Bei den durch Triangulatur ermittelten Maßen wurde die Zerlegung in Summanden und Faktoren von 2, 3, 5 angegeben, außerdem aber noch die Angabe nach Klafter zu 5′ hinzugefügt. So beträgt z. B.: Im Innern: Die senkrechte Entfernung zwischen den Fenstern des Seiten- und Mittelschiffs 7 Klafter, die Chorbasis 8 Klafter, die Höhe der Gewölbekämpfer im Mittelschiff 16 Klafter, die des Gurtbogenscheitels 20 Klafter, die des Gewölbescheitels 21 Klafter. Im Aeußeren: Die Firsthöhe des Mittelschiffdaches 28 Klafter, die Breite der Westturmanlage 28 Klafter, deren Tiefe 9 Klafter, die Giebelbreite des Querhauses 11 Klafter, die Westturmhöhe 66 Klafter, die Gesamtlänge des Baues 80 Klafter. Es geht daraus hervor, daß durch dieses Klaftermaß die Hauptabmessungen in leichter faßbare Verhältnisse gebracht sind, die den vom Baumeister bewußt beabsichtigten ruhigen Gesamteindruck unbewußt auch im Betrachter des Baues hervorrufen können.

Der Goldene Schnitt.

Wenn Reichensperger [21]) meint: „Der Gedanke eines jeden echten Kunstwerks ist — seinem letzten wahren Grunde nach — wesentlich mathematischer Natur, seine obersten Gesetze sind die Gesetze der Mathematik“, so läßt sich diese Anschauung auf die mittelalterliche Baukunst, besonders auf die Gotik, in hohem Maße anwenden, wenn man ihre Werke — wie das hier besprochene — auch noch auf den Einfluß eines anderen harmonisierenden Prinzips, nämlich des „Goldenen Schnitts“, untersucht. Die Anwendung desselben läßt sich — abgesehen von antiken Monumenten — in sehr vielen mittelalterlichen Sakralbauten feststellen, wie z. B. im Dom zu Köln [22]), in der Elisabethkirche zu Marburg, im Freiburger Münster, in der Kathedrale Notre Dame zu Paris und Reims, der Frauenkirche zu München usw. In der Antike findet sich bei Monumentalbauten eine eigenartige Vorliebe für derartige irrationale Verhältnisse [23]). Es ist dies in der bisher behandelten Triangulatur schon für das Verhältnis der Basis zur Höhe der einzelnen Dreiecksformen hervorgehoben worden und tritt auch wieder beim Goldenen Schnitt auf [24]). Dieser bezeichnet ja bekanntlich die mittlere geometrische Proportionale in der Form $a:b = b:(a+b)$. Setzt man $(a+b) = 1$, so ist das Verhältnis von $a:b = 0{,}3819664..:0{,}6180338..$ oder $a:b = 1:1{,}6180338..$

Wie bei den bisher benützten Dreiecken das Verhältnis von Basis zur Höhe rechnerisch und geometrisch dargestellt wurde, so läßt sich bekanntlich auch die Proportion des Goldenen Schnitts geometrisch — am Bau mit Schnüren — ebenso genau konstruieren, wie jedes durch rationale Zahlen ausgedrückte Verhältnis, z. B. 1 : 2, 1 : 3 usw., unter anderem als das Verhältnis der Seite des regulären Fünfecks zur Diagonale desselben im Sternfünfeck, dem sog. Pentagramm. Aber es ist nicht möglich, das Verhältnis, wegen seines irrationalen Charakters in dem beim Bau verwendeten Einheitsmaß, also hier im Magdeburger Dome, in ganzen Fußen von je 296,46 mm, auch nicht unter Zuhilfenahme rationaler Bruchteile desselben, auszudrücken, wenn man auch von kleinen Irrtümern in der Maßaufnahme oder der Ausführung absehen wollte. Ebenso wie bei der Triangulatur werden wir auch bei diesem Teile der Untersuchung von den Maßen und den Teilungsverhältnissen der Chorbasis ausgehen, wenn dies auch hier mehr äußerlich erfolgt, da es vom entwerfenden Meister nicht beabsichtigt zu sein scheint, die vorgetragenen Einzelfälle mit dem Teilungsverhältnis der Chorbasis in solch engem Zusammenhange, wie bei der Triangulatur, genetisch zu verknüpfen, bei der die Entwickelung in folgerichtiger, lückenloser Reihe erfolgte.

Im Grundriß.

Die Chorbasis von 90′ teilt sich in 25′ + 40′ + 25′, also hier im Verhältnis 25 : 40, 40 + 25 = 65, demnach entsteht die Proportion: $25:40 = 40:65$

$$25 \cdot 65 \backsim 40 \cdot 40$$
$$1625 \backsim 1600.$$

Die Genauigkeit des Teilungsverhältnisses ist: 40 : 25 = 1,60 und unterscheidet sich von der genaueren Angabe um: 1,618... — 1,60 = 0,018.

Die Tiefe des Chors von der Chorbasis in der Lage BC bis Innenseite der inneren Chorkapelle = 76′, die Innenlänge des Querhauses

$$= 122{,}5'; \quad 76 + 122{,}5 = 198{,}5'$$
$$76 : 122{,}5 = 122{,}5 : 198{,}5$$
$$15086{,}0 \backsim 15006{,}25$$
$$122{,}5 : 76 = 1{,}6118\ldots;$$

Genauigkeit: 1,61803... — 1,6118... = 0,006.

Die Innenlänge des Querhauses = 122,5, die Innenlänge des Langhauses = 198′; 122,5 + 198 = 320,5′

$$122{,}5 : 198 = 198 : 320{,}5$$
$$39260{,}25 \backsim 39204$$
$$198 : 122{,}5 = 1{,}6163\ldots;$$

Genauigkeit 1,61803... — 1,6163... = 0,0017.

Breite der Seitenschiffe rd. 30′, Breite des Mittelschiffs mit den beiderseitigen Arkaden rd. 48,5′; 30 + 48,5 = 78,5′.

$$30 : 48{,}5 = 48{,}5 : 78{,}5$$
$$235{,}5 \backsim 235{,}025.$$

Die Genauigkeit ist vorhanden.

Maueraußenkante der östlichen Chorkapelle bis äußere Westseite des Querhauses = 153′; Gesamtlänge des Domes von der Maueraußenkante der östlichen Chorkapelle bis zur Maueraußenkante des westlichen Portalbaues 400′, es ist 400 — 153 = 247′; also:

$$153 : 247 = 247 : 400$$
$$61200 \backsim 61209.$$

Dieses ebenfalls fast genau eingehaltene Verhältnis, das für die äußere Gesamtlängenteilung von ausschlaggebender Wirkung ist, kommt auch im Innern durch die Querhausteilung und einen dem hl. Johannes geweihten Altar mit einer Bildsäule des hl. Mauritius, des Schutzpatrons des Domes, vom Jahre 1467, dahinter mit einer Säule aus dem Jahre 1567 und das Grabmal des Erzbischofs Burchard III. von 1325, also in einer bedeutsamen Häufung monumentaler Innenausstattung zum Ausdruck.

---

[21]) August Reichensperger, Vermischte Schriften über christliche Kunst. Leipzig 1856, Seite 63.

[22]) J. Haase, Der Dom zu Köln a. Rh. in seinen Hauptmaßverhältnissen auf Grund der Siebenzahl und der Proportion des Goldenen Schnitts, in der Zeitschrift für Geschichte der Architektur. Heidelberg, Jahrgang 1911, Seite 97—114.

[23]) Günther, Die quadratischen Irrationalitäten der Alten usw. in den Abhandlungen zur Geschichte der Mathematik, Heft 4, Leipzig 1882, bei Teubner.

[24]) Adolf Zeising, Der Goldene Schnitt. Halle 1884. — Derselbe, Das Pentagramm, kulturhistorische Studie in der Deutschen Vierteljahrsschrift, 31. Jahrgang 1868, Heft 1, Seite 171—226. — Derselbe, Aesthetische Studien im Gebiet der geometrischen Formen in der Deutschen Vierteljahrsschrift, 31. Jahrgang 1868, Heft 4, Seite 219—296. — Franz Xaver Pfeiffer, Der Goldene Schnitt und dessen Erscheinung in Mathematik, Natur und Kunst, Augsburg 1885. — Die ältere Literatur seit dem Mittelalter ist in den unter Fußnote 5—6 angegebenen Schriften mitgeteilt worden.

Am Dach ist diese Teilung in der Westkante des Querhauses durch den in der westlichen Flucht desselben angeordneten Dachreiter ausgesprochen, der auffallenderweise dort wohl nicht nur wegen seines einfacheren Aufbaues auf einem breiten Gurtbogen, statt über der Vierung, angeordnet wurde.

Auf der Westseite ist die Entfernung der Außenseiten des Portalbaues, in der reinen Mauer gemessen, 56′. Die Entfernung der nächstgelegenen Kanten der Mittellisenen der Türme $= 90{,}5$; $56 + 90{,}5 = 146{,}5$

$$56 : 90{,}5 = 90{,}5 : 146{,}5$$
$$8204{,}0 \backsim 8190{,}25$$
$$\text{Genauigkeit } 90{,}5 : 56 = 1{,}614\ldots;$$
$$\text{also } 1{,}618\ldots - 1{,}614\ldots = 0{,}004.$$

Im Längsschnitt des Mittelschiffs. III. Lieferung, Tafel I des Aufnahmewerks. Siehe Fußnote 7.

Vom Fußboden der Westseite des Mittelschiffs unterhalb des Gurtbogenscheitels der Westempore bis Scheitel des Gurtbogens in der westlichen Querhausmauer, oberhalb der Statue des hl. Mauritius $= 229{,}5'$. Vom Fußboden unterhalb dieser Statue bis zum Zusammenschnitt der Rippen des Hohen-Chors $= 142'$; $142 + 229{,}5 = 371{,}5'$

$$142 : 229{,}5 = 229{,}5 : 371{,}5$$
$$52753{,}0 \backsim 52670{,}3$$
$$\text{Genauigkeit } 229{,}5 : 142 = 1{,}6162\ldots;$$
$$\text{also } 1{,}6180\ldots - 1{,}6162 = 0{,}0018.$$

Im Längsschnitt des Querhauses mit dem Blick gegen Osten. II. Lieferung, Tafel III.

Vom Chorfußboden bis Unterkante der Chorfensterglasfläche beträgt die Höhe 58′, bis zum Scheitel des rundbogigen Triumphbogens 94′, es ist $58 + 94 = 152$

$$58 : 94 = 94 : 152$$
$$8816 \backsim 8836$$
$$\text{Genauigkeit } 94 : 58 = 1{,}6207\ldots;$$
$$\text{also } 1{,}6207\ldots - 1{,}6180\ldots = 0{,}003.$$

Im Querschnitt des Langhauses mit Blick gegen Westen. III. Lieferung, Tafel II, siehe beigefügte Zeichnung.

Als ein für die harmonische Innengestaltung des Langhauses und damit des ganzen Domes sehr wichtiges Maß tritt uns die Kämpferhöhe entgegen. Sie beträgt im Innern 80′, wie bereits triangulatorisch bestimmt wurde. Die Basisoberkante der Innenpfeiler liegt rd. 3,5′ oberhalb des Fußbodens, hierauf bezogen ist diese Kämpferhöhe $= 80' - 3{,}5' = 76{,}5'$. Die Querschnittsbreite zwischen dem Sockel der Strebepfeiler ist 122′; $76{,}5 + 122 = 198{,}5$

$$76{,}5 : 122 = 122 : 198{,}5$$
$$14884 \backsim 15185{,}25$$
$$\text{Genauigkeit } 122 : 76{,}5 = 1{,}60;$$
$$\text{also } 1{,}1618\ldots - 1{,}16 = 0{,}0018.$$

Das gleiche harmonische Verhältnis ist vorhanden in der Lage des Gewölbekämpfers unterhalb des Gewölbescheitels $105' - 80' = 25'$ bezogen auf die Mittelschiffbreite zwischen den Fensterglasflächen $= 40'$, nämlich $40 : 25 = 1{,}60$. In beiden sich ergänzenden Fällen — siehe Querschnittszeichnung —, besonders im letzteren, finden wir ohne weiteres wieder die Maße und das Verhältnis der Teilung der Chorbasis von 90′ in $25 + 40 + 25$. Dasselbe Verhältnis, und zwar $40 : 25$ bzw. $8 : 5$, erwähnt Viollet-le-Duc und M. Hasack[25]) im sog. „Aegyptischen Dreieck", dessen Basis zur Höhe sich verhalte wie $40 : 25$, bzw. wie $8 : 5$ und das in den Raumverhältnissen gotischer Bauwerke vielfach zu finden sei, dieses Dreieck habe seinen Namen nach den Querschnittsverhältnissen der ägyptischen Pyramiden erhalten. Die Pyramide des Cheops, die älteste ihrer Art, zeigt dieses Querschnittsverhältnis in außerordentlicher Genauigkeit[26]). Es ist nichts Verwunderliches daran, wenn die Maßverhältnisse zwischen Basis und Höhe der Pyramide, dieses monumentalen Prototyps der Statik, an einer Stelle wie der Widerlagerentfernung, der Kämpfer- und Gewölbehöhe zur Anwendung kommen, um im mittelalterlichen Sinne zwischen diesen Kräften und Lasten einen harmonischen Ausgleich zu erzielen.

Vom Fußboden des Langhauses bis Unterkante der Glasfläche des Westfensters $= 62'$; desgl. bis Scheitel des spitzbogigen Quergurtes $= 100'$; $62 + 100 = 162$

$$62 : 100 = 100 : 162$$
$$10044 \backsim 10000$$
$$\text{Genauigkeit: } 100 : 62 = 1{,}61111\ldots;$$
$$1{,}61803\ldots - 1{,}61111\ldots = 0{,}0069.$$

An der Westansicht. V. Lieferung, Tafel III. Siehe beigefügte Zeichnung.

Die Breite der Westfront unterhalb des Mittelgiebels ist 137,5 bis 138′. Die Höhe bis Oberkante der Kreuzblume dieses Giebels ist rd.: 223′; $138' + 223' = 361'$

$$138 : 223 = 223 : 361$$
$$49818 \backsim 49729$$
$$\text{Genauigkeit } 223 : 138 = 1{,}616\ldots;$$
$$1{,}618\ldots - 1{,}616\ldots = 0{,}002.$$

Die Höhe von Sockeloberkante bis zur inneren Spitze des Mittelgiebels $= 204'$; Gesamtturmhöhe nach Ergänzung der Kreuzblumen $= 330'$; $204' + 330' = 534'$

$$204 : 330 = 330 : 534$$
$$108936 \backsim 108900$$
$$\text{Genauigkeit } 330 : 204 = 1{,}6176\ldots;$$
$$1{,}6180\ldots - 1{,}6176\ldots = 0{,}0004.$$

Entfernung der Eckfialenmitte an der Galerie über dem Hauptgesims des Langhauses $= 142'$; Höhe von Galeriefußboden bis Kreuzblumenspitze der Türme $= 330' - 100' = 230'$; $142' + 230' = 372'$

$$142 : 230 = 230 : 372$$
$$52824 \backsim 52900$$
$$\text{Genauigkeit } 230 : 142 = 1{,}61971\ldots;$$
$$1{,}61971\ldots - 1{,}61803\ldots = 0{,}0016.$$

Breite der Turmhelme in Höhe der Galerieoberkante $= 30'$; Höhe von dort bis Gesimsoberkante der Kreuzblume $= 48{,}5'$; $30' + 48{,}5' = 78{,}5$

$$30 : 48{,}5 = 48{,}5 : 78{,}5$$
$$2350{,}25 \backsim 2355{,}00$$
$$\text{Genauigkeit } 48{,}5 : 30 = 1{,}6166\ldots;$$
$$1{,}61803\ldots - 1{,}6166\ldots = 0{,}0014.$$

Höhe des Mittelgiebels von der Brüstungsoberkante der Fußgalerie daselbst bis zur inneren Spitze $= 42'$. Höhe des darunterliegenden Geschosses von Oberkante derselben Galeriebrüstung bis zur Vorderkante des Langhaus-Hauptgesimses $= 68'$; $42' + 68' = 110'$

$$42 : 68 = 68 : 110$$
$$4620 \backsim 4824$$
$$\text{Genauigkeit } 68 : 42 = 1{,}6190;$$
$$1{,}6190 - 1{,}6180\ldots = 0{,}0010.$$

Höhe des Portalvorbaues bis zur inneren Wimpergspitze $= 60'$, von da bis zu dem darüberliegenden Langhaus-Hauptgesims $= 38'$; $38 + 60' = 98'$

$$38 : 60 = 60 : 98$$
$$3724 \backsim 3600$$
$$\text{Genauigkeit } 60 : 38 = 1{,}58415\ldots;$$
$$1{,}61803\ldots - 1{,}58415\ldots = 0{,}033.$$

25) Viollet-le-Duc, Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XI au XVI siècle, Paris 1875, Band 7, Seite 532. — Derselbe, Entretiens sur l'architecture, Band 1, Seite 385 und Band 1, Seite 534. — Max Hasack im Handbuch der Architektur, II. Teil, Die Baustile, 4. Band, 3. Heft, Der Kirchenbau, Stuttgart 1902, Seite 211 usf.

26) Hermann Neikes, Der Goldene Schnitt oder die Geheimnisse der Cheopspyramide, Köln 1907.

Von Mitte bis Mitte der seitlichen Pfeiler des Westportals $= 46{,}5'$; Höhe desselben bis zur Spitze der Kreuzblume $= 75'$; $46{,}5' + 75' = 121{,}5$

$$46{,}5 : 75 = 75 : 121{,}5$$
$$5649 \sim 5625$$
$$\text{Genauigkeit } 75 : 46{,}5 = 1{,}6129\ldots;$$
$$1{,}6180\ldots - 1{,}6129\ldots = 0{,}005.$$

Von der unteren nördlichen Ecke der Westfassade bis zum südlichen Giebelfuß des mittleren Fassadenteils in der Höhe des dortigen Gesimses $= 186'$; von der gleichen Ecke bis zur südlichen Ecke des Südturms $= 300'$; $186' + 300' = 486'$

$$186 : 300 = 300 : 486$$
$$90396 \sim 90000$$
$$\text{Genauigkeit } 300 : 186 = 1{,}6129\ldots;$$
$$1{,}61803\ldots - 1{,}6129\ldots = 0{,}005.$$

Von der nördlichen unteren Ecke der Westfassade bis zur südlichen Gesimsecke über dem dritten Geschoß des Südturms $= 223'$; von derselben unteren Ecke bis zur ergänzten Kreuzblumenspitze des Südturms $= 360$; $223' + 360' = 583'$

$$223 : 360 = 360 : 583$$
$$130009 \sim 129600$$
$$\text{Genauigkeit } 360 : 223 = 1{,}61435\ldots;$$
$$1{,}618038\ldots - 1{,}61435\ldots = 0{,}0036.$$

Die Auswahl dieser Fälle, deren Zahl an der Hand der Aufnahmepläne noch vermehrt werden könnte, läßt in ihrer Aufeinanderfolge und Genauigkeit, besonders an der Westfront, erkennen, daß ebenso wie die Harmonisierung der Maßverhältnisse nach der Methode der Triangulatur usw. auch die der Massenverteilung nach der Proportion des Goldenen Schnitts in der wohlüberlegten Absicht der entwerfenden Meister gelegen haben muß, auch jener, die in einer öfter und lange unterbrochenen Bauzeit zuletzt an der Westfront tätig waren. Durch die vorangegangenen Bauausführungen wären sie ohne weiteres nicht genötigt gewesen, den Aufbau dieser Teile in unmittelbarem inneren Zusammenhange mit den vorgefundenen Maßverhältnissen fortzusetzen. Außerdem wird sich dort aus der mit der Chorbasis einsetzenden Teilung nach dem Goldenen Schnitt ein ungewollter Einfluß dieser Proportion, der etwa durch die Grundriß- und Höhenmaße des Langhauses hätte übermittelt sein können, in den oberen Bauteilen nicht herleiten und auch mathematisch nicht begründen lassen. Bei Euklid ist — wenigstens ausgesprochen — noch keine nennenswerte Bevorzugung dieser eigenartigen Teilung vorhanden, dagegen scheint sich bei den mathematischen Schriftstellern des späteren Mittelalters und der Frührenaissance, so bei Campanus de Novara, Lucas de Burgo, Petrus Ramus (1515—1572), Clavius (gestorben Rom 1612), Kepler (1571—1630) als Ausdruck der Zeitanschauung eine entschiedene Hochschätzung, ja Bewunderung dieses Verhältnisses mit einer stark symbolisierenden und über das Gebiet der reinen Mathematik weit hinausgehenden Auffassung zu verbinden. So sagt z. B. Lucas de Burgo (1509)[27]: „Wie die Gottheit einig ist, so auch die Proportio divina; denn sie teilt sich nicht in mehrere Spezies, außerdem ist aber beiderseits eine Dreieinigkeit vorhanden, in der Gottheit drei Personen in einer Natur, in der Proportion auch drei Glieder in einem Endglied. Die Gottheit ist stets mit ihrem ganzen ungeteilten Wesen überall in großen und kleinen Dingen gegenwärtig, andererseits hat auch die Proportio divina mit ihrem ganzen, immer gleichen Wesen, sowohl in großen als auch in kleinen Dimensionen, ihr Dasein. Das Unbegreifliche in Gottes Natur sehen wir auch in der Irrationalität jener Proportion, welche eine erschöpfende Darstellung in Zahlen unmöglich macht." Das war also die Stimmung, in der die Bauhüttenmeister die Maßverhältnisse ihrer kirchlichen Monumentalbauten auch mit Hilfe des Goldenen Schnitts in eine der göttlichen Dreieinigkeit wohlgefällige Harmonie zu bringen suchten, um so mehr als sich bei ihnen das Streben nach symbolischem Rhythmus der Massen- und Raumverhältnisse in gleicher Stärke mit dem nach rein künstlerischer Harmonie verband, während das letztere in der Renaissance weitaus vorherrschte. Wie ein tiefgründiges Doppelmotiv in einem Werke der Musik, so tritt hier in erster Linie die Triangulatur, im sekundären Maße der Goldene Schnitt, als rhythmisierende Kraft in dem Zusammenspiel des künstlerisch aufgebauten Architurwerks auf, ohne daß jedoch in dem Bau selbst andere merkbare Spuren des bestimmenden Einflusses dieser Proportionstypen in irgend welchen ausgesprochenen Formtypen zu erkennen wären. Wenn auch die Verhältnisse, die durch diese beiden raumbildenden Methoden geschaffen werden, nicht überall so unmittelbar, wie etwa an der Westfassade, erkannt werden und jene im Grundriß und inneren räumlichen Aufbau vielmehr nur nach eindringlichem Studium zu klarer Erkenntnis gelangen können, so macht sich aber ihre Anwendung doch in der inneren und äußeren Gesamterscheinung beim Durchschreiten und Umwandern des Baues in jener Harmonie der Linien, Flächen, Massen und Räume bemerklich, die beim Beschauer unbewußt den vom Baumeister beabsichtigten Eindruck hervorruft. Dies ist wohl nur deshalb zu erwarten, weil der Bau in allen seinen Hauptabmessungen, seiner Gruppierung und Gliederung knapp und scharf eingespannt ist in ein festgefügtes Netz geometrischer und noch dazu irrationaler Beziehungen[28]). Bei dem Studium dieser Verhältnisse drängt sich immer wieder die Ueberzeugung auf, daß die Anwendung jener Methoden nur in der Hand eines Künstlers zu einem architektonischen Kunstwerk führen kann; denn „wahre Kunst läßt sich nicht nach Regeln machen, weder in der Musik, noch in der Poesie, noch in der Architektur, sie setzt aber ein Erkennen der großen, einfachen Gesetze voraus"[29]). Schon die charakteristische Verschiedenheit aller gotischen Kirchenbauten, die sich wie menschliche Persönlichkeiten voneinander abheben, zeigt klar, daß die Bauhüttenmeister der guten Zeit über ihrem Kanon standen und alle vorhin besprochenen Hilfsmittel nur anwendeten, um den ihrem freien künstlerischen Empfinden entsprungenen Entwürfen maßstäblich bestimmte Größenverhältnisse zu sichern, ähnlich dem modernen Ingenieur, der erst nach rechnerischer und graphostatischer Nachprüfung für die richtigen Maße seiner Konstruktionen und damit für die statische Sicherheit seiner Entwürfe einstehen kann, die er auch zunächst nach konstruktivem Gefühl aufgestellt hatte.

Die Wirkung, die solche Banwerke auf die Mit- und Nachwelt ausübt, die künstlerische Art und tektonische Methode der gotischen Meister, solche Werke hervor-

---

27) Lucas de Burgo gen. Pacioli, Divina proportione, 1509 in italienischer Sprache gedruckt (Hof- und Staatsbibliothek München).

28) In der Fußnote 16 wurde gezeigt, wie die in der Chorbildung auftretenden Zahlen: 3, 5, 8, 13 Teile einer arithmetischen Reihe sind, deren Annäherungsglied der major des Goldenen Schnitts ist, wenn der minor zu 1 angenommen wird. Auch die hier beim Dombau angewendeten gleichschenkligen Dreiecke bilden in dem Verhältnis des Basiswinkels α zum Scheitelwinkel β (s. Figur im Text) eine dreigliedrige arithmetische Reihe. Es verhält sich nämlich im rechtwinkligen Dreieck $\alpha_1 : \beta_1 = 1/2 : 1$, im gleichseitigen Dreieck $\alpha_2 : \beta_2 = 1 : 1$, im $\frac{\pi}{4}$-Dreieck $\alpha_3 : \beta_3 = 1\,1/2 : 1$, also entsteht die Reihe $1/2, 1, 1\,1/2$. Beim ägyptischen Tempelbau kommt vor das gleichseitige Dreieck mit $\alpha_1 : \beta_1 = 1 : 1$ das Pentagrammdreieck mit $\alpha_2 : \beta_2 = 2 : 1$, das Heptagrammdreieck mit $\alpha_3 : \beta_3 = 3 : 1$, also die Reihe 1, 2, 3. Beide Reihen sind merkwürdigerweise gleichwertig.

29) R. Eitelberger von Edelberg. Gesammelte historische Schriften. Wien 1879—1884. 4 Bände, hier 1. Band, Seite 360 im Aufsatz über die kirchliche Architektur Oesterreichs.

zubringen, ist nicht nur ein Ausfluß ihrer persönlichen künstlerischen Fähigkeiten und ihres technischen Könnens, sondern letzten Endes ist die Ursache in der ihnen und ihrer Zeit eigenen Religions- und Weltanschauung zu suchen. Diese Wirkung zeigt sich dadurch, daß sie nicht nur ein Ergebnis der außerordentlich gesteigerten und durch die besprochenen Methoden gestützten räumlichen Anschauungs- und Gestaltungskraft jener Meister ist, sondern hauptsächlich darin, daß bei ihnen die Intuition in den besten Werken stets die Reflexion überwiegt. Trotzdem überblicken und durchschauen sie mit ihrer künstlerischen Kraft alles bis ins einzelne, indem sie, wie in der Religion, an ein dahinterliegendes Göttliches, Ewiges glauben. Eine solche bei den Meistern der gotischen Bauhütten geübte Tradition und Kultur erzeugte jene große Einheit, wie sie uns in den Monumentalwerken vom Range des Magdeburger Domes entgegentritt, trotzdem daß jene in langen Zeiträumen, in ästhetischer und konstruktiver Entwicklung der Architekturformen, durch eine Zahl von Meistern ausgeführt wurden, die durch mancherlei Vorzüge und Mängel in der Architektur ganzer Bauteile und deren Einzelheiten die Verschiedenheit ihres sonstigen künstlerischen Könnens dartun.

Die beiden in ihrer Anwendung gezeigten Methoden zur Harmonisierung der Raum- und Massenwirkungen vermieden Entgleisungen in dieser Beziehung, sie sind aber weder eine einseitige Lehranwendung der Kabbalistik und Symbolik noch eine solche der Tektonik, auch keinerlei Schablone zur Stütze einer nüchternen Verstandestätigkeit, sondern das nur von einer ausgereiften künstlerischen Kraft mit rechtem Erfolg benutzbare Verfahren zur monumentalen Manifestierung eines, im besten Sinne des Wortes, religiös-einheitlichen Zeitcharakters, hier im besondern in Gestalt einer mehr, als in anderen Werken als deutsch empfundenen Gotik, mit dem vielfach auch erfolgreichen Streben nach allseitig vollendeter Harmonie.

Schlußwort.

Mit dem Beginn der Renaissance setzte eine allmählich wachsende geistige und rechtliche Befreiung des einzelnen Menschen ein und steigerte sich in und seit dem Zeitalter der französischen Revolution, verbunden mit einer stets zunehmenden innerlichen Abkehr von der Kirche, bis in unsere Gegenwart mit ihrem allgemeinen und gleichen Stimmrecht und ihrer Zersplitterung der Religions- und Weltanschauung. Was war die Folge unter dem Gesichtswinkel dieser Abhandlung? Die alten, in einer Jahrtausende dauernden Kultur, bei den antiken und mittelalterlichen Völkern entwickelten Grundlagen für den Zusammenhang der Monumental- und besonders der Kultbauten mit dem gesamten Kosmos in der jeweiligen Religions- und Weltauffassung, waren auf der breiten Volksbasis, in der Hut einer konservativen Gemeinschaft geistig hochstehender Männer, Eigentum des als solches langlebigen Volkes geworden. Diese Grundlagen gingen aber der kurzlebigen Einzelpersönlichkeit nach dem Verfall der alten Organisationen, wie zuletzt der Bauhütten des gotischen Mittelalters in der überlieferten, religiös durchsetzten Fassung, durch allmähliche Verflachung immermehr verloren. Die alte Methode der Triangulatur kommt daher während der Renaissance- und zuletzt in der Barockzeit höchstens in profanisierter, äußerlicher Art zur Anwendung und ist nur noch in ihren letzten Spuren an Profan- und Kirchenbauten des 17.—18. Jahrhunderts nachzuweisen [30]). Aus diesen und wohl mehr noch aus manchen anderen Gründen erwies sich der im 19. Jahrhundert unternommene Versuch in dem damals beabsichtigten Sinne als aussichtslos, die mittelalterlichen Stile von neuem zu einer lebensvollen Entwickelung zu bringen und aus ihnen zu neuen Bildungen zu gelangen. Erst seit dem Ende desselben zeigen sich allgemeine Ansätze zu einer innerlichen, selbständigeren Art, Formen und Verhältnisse in einem neuen Sinne zu gebrauchen, Verhältnisse, die nur aus einer immer mehr ausgereiften, in sich gefestigteren Art der menschlichen Persönlichkeit, unter neuen äußerlichen Impulsen, erwachsen können. Daß dieses in den meisten Fällen bisher nur in tastender Weise in die Erscheinung treten konnte, ist allgemein bekannt und der natürlichen Menschheits- und Kunstentwickelung angemessen; denn der Architekt ist neben seinen Zeitgenossen auch in der Entwickelung der Allgemeinkultur befangen, er ist wie alle geistig und künstlerisch Strebenden auf dem Wege zur wirklichen Persönlichkeit und innerlichen Freiheit [31]), die immer nur aus strenger Selbstzucht und der Einsicht in das noch bestehende Gebundensein hervorgehen kann.

Es machen sich in neuerer Zeit aus einer mehr oder weniger klaren Erkenntnis einer solchen Sachlage auch Bestrebungen geltend — wie z. B. diejenigen einer sog. volkstümlichen Kunst —, sich wieder an eine größere konservative Gemeinschaft und das Schwergewicht des gesamten Volkstums anzuschließen. Da aber genügend tiefe ethische Richtlinien und das breite Fundament einer, für das gesamte Volk gemeinsamen Religions- und Weltanschauung in unserer, besonders in dieser Beziehung so vielgestaltig ringenden Zeit und daraus erwachsende Impulse von ausschlaggebender Bedeutung noch fehlen, so konnte auch auf dem Gebiete der Monumentalarchitektur und besonders derjenigen der Kultbauten ein Gesamtbild mit entsprechenden harmonischen Richtungslinien, wie im Mittelalter, bisher nicht entstehen. Die Bestrebungen, welche uns die Menschheitsgeschichte stets fortwirkend zeigt, müssen sich mit der Gegenwart, ihrem neuen geistigen Inhalt, ihren neuen Fähigkeiten und Materialien verbinden wie Mann und Weib, um eine verheißungsvolle, lebenskräftige Zukunftsbewegung auf dem Gebiete der Architektur zu erzeugen, in der es dem einzelnen möglich werden kann, unter der Vielseitigkeit weiter und freier entwickelter Verhältnisse, das zu erreichen, was den Alten im engeren Volksverband unter einfacheren Bedingungen beschieden war, nämlich bei neuen Aufgaben eine vollwertige, künstlerische Mannigfaltigkeit auf dem Boden eines gegen früher stärker entwickelten Selbstbewußtseins berechtigter Art, aber auf dem Hintergrunde einer höheren menschlichen Einheit. Das eingehende Studium der Vergangenheit wird dazu führen, diese tatsächlich zu überwinden und zu einer neugearteten Tätigkeit vorzuschreiten, zunächst aber ermöglichen, uns an den reichlich vorhandenen Vorzügen der Gegenwart wahrhaft und fruchtbringend zu erfreuen, indem wir die Vorzüge der Vergangenheit zu würdigen verstehen.

---

[30]) Herm. Eiken, Die Rathausvorhalle zu Köln in der Zeitschrift für Geschichte der Architektur 1913, Seite 68—70. — Adolf Feulner, Konstruierte Grundrisse in späteren Kirchenbauten, z. B. von Balthasar Neumann, J. M. Fischer usw. a. a. O., Seite 155—168.

[31]) Rudolf Steiner, Die Philosophie der Freiheit. Berlin 1894. Beobachtungsresultate nach naturwissenschaftlicher Methode. — Hier besonders das Schlußwort.

Knickung genieteter vollwandiger Druckstäbe.

Von Regierungsbaumeister Grüning (z. Z. Cuxhaven).

Die Frage der Knickung genieteter Druckstäbe von den im Eisenbau üblichen Abmessungen kann der theoretischen Behandlung nur auf der Grundlage eines nicht linearen Formänderungsgesetzes zugänglich gemacht werden, welches das Spannungsgebiet jenseits der Proportionalitätsgrenze erfaßt und die Linearität der Beziehungen zwischen Spannung und Dehnung als Sonderfall einschließt. Diesen Weg hat bekanntlich zuerst Engesser betreten und eine Näherungslösung gegeben, welche an Stelle des Elastizitätsmoduls den Differentialquotienten $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ in die Theorie der Biegung einführt. Zu dem gleichen Ergebnis ist Karmán hinsichtlich der bei der Knickung zunehmenden Biegungsspannungen gelangt. Beide Lösungen setzen den Spannungs- und Deformationszustand zu der mittleren Druckspannung in Beziehung, die in der neutralen Faser herrscht, und gelangen zu diesem Ergebnis durch Vernachlässigung der höheren Potenzen sehr kleiner Größen gegenüber der ersten. Damit steht indessen der Verlauf der Knickversuche, die mit genieteten Druckstäben angestellt sind, nicht recht im Einklang. Denn bei diesen ist, soweit bekannt geworden, meist Knickung einzelner Teile eingetreten, bevor die mittlere Spannung die Proportionalitätsgrenze überschritten hatte. Erwähnt sei besonders ein vom Verein deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken vorgenommener Versuch mit einem dem Obergurt der Hohenzollernbrücke in Köln nachgebildeten Stab des bekannten ╗╔-Querschnittes, bei welchem die unteren Winkel bereits bei einer mittleren Druckspannung von 2000 kg/qcm seitlich ausgeknickt sind.

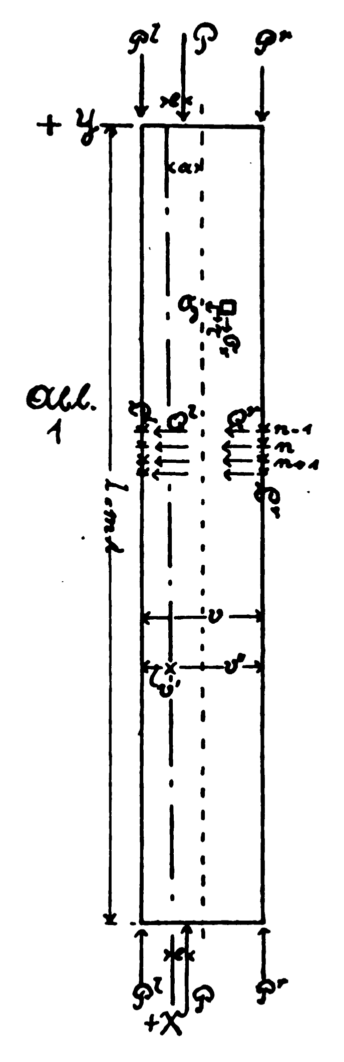
Theoretische Bedenken gegen die Gültigkeit der oben angeführten Ergebnisse für Druckstäbe der genannten Art erwachsen nun vornehmlich aus ihrer Ableitung durch Vernachlässigung der höheren Potenzen. Denn diese ist nur dann gerechtfertigt, wenn die Abmessungen der Stabquerschnitte als sehr klein im Verhältnis zur Stablänge angesehen werden können. Es liegt auf der Hand, daß das bei genieteten Druckstäben nicht möglich ist. Deshalb ist in folgendem der Versuch gemacht, die Notwendigkeit dieser Auffassung des ganzen Querschnittes dadurch zu umgehen, daß der Querschnitt seiner Gliederung entsprechend in Teile zerlegt wird, deren Abmessungen in der Richtung einer Trägheitshauptachse klein im Verhältnis zur Stablänge sind, so daß jeder Teil entweder nur einen eng begrenzten Spannungsbereich umschließt, oder aber die Veränderlichkeit der Spannung auf das Gesamtergebnis von geringem Einfluß ist. Das gelingt bei den meisten vorkommenden Querschnitten durch Zerlegung in zwei Gurtungen, die durch ein oder mehrere Stehbleche miteinander verbunden sind.

Für jede Gurtung erscheint die Annahme kleiner Querschnittsabmessungen in der Biegungsebene zulässig, so daß die Längenänderung ε in der Schwerachse der Gurtung und die Gleichung ihrer Biegungslinie durch die Beziehungen

$$\varepsilon = \frac{S}{F \cdot D_0}, \qquad \frac{d^2 \delta_y}{dx^2} = \pm \frac{M_x}{J \cdot K_0}$$

dargestellt werden können, in welchen D das Formänderungsgesetz als Funktion der Spannung in der Form $\frac{\sigma}{\varepsilon}$ ausdrückt, und K_0 eine Funktion ist, die durch das Formänderungsgesetz und die Form des Querschnittes bestimmt ist. (Vgl. die Abhandlung des Verfassers im Zentralblatt der Bauverwaltung 1915, Seite 109.) Es sei vorausgeschickt, daß der Einfluß der K_0 enthaltenden Glieder sich wohl stets als vernachlässigbar klein erweist.

Der Stab sei auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem bezogen, dessen Ursprung mit dem Stabende und dessen X-Achse mit der Stabachse zusammenfalle (Abb. 1). Die Stabmitte liege im Abstand $y = -a$, und die äußere Kraft P wirke im Abstand $y = -e$. Die von dem Stehblech auf die Gurtungen durch die Niete ausgeübte Kraftwirkung werde zerlegt in Querkräfte Q (positiv im Sinne der $+Y$-Achse) und Längskräfte L



(positiv im Sinne der $+X$-Achse). Auf die linke Gurtung wirken dann die in die Gurtungsachse fallende Kraft P^l und in jedem Niet die Kräfte L^l und Q^l. Das Moment der Kräfte Q^l für den Punkt n sei mit $\mathfrak{M}_n^l$ bezeichnet. Auf die rechte Gurtung wirken die Kräfte P^r, L^r, Q^r, letztere mit dem Moment $\mathfrak{M}_n^r$. Ferner bezeichnen δy^l und δy^r die Ordinaten der Biegungslinie der linken bzw. rechten Gurtung, bezogen auf die unverbogene Gurtungsachse. Die Gleichungen der Biegungslinien der Gurtungen lauten dann zwischen den Punkten $n-1$ und n, deren Abstand gleich der Nietteilung λ ist:

$$K_0^l J^l \frac{d^2 \delta y^l}{dx^2} = -P^l \delta y^l - \mathfrak{M}_{n-1}^l \frac{n\lambda - x}{\lambda} - \mathfrak{M}_n^l \frac{x-(n-1)\lambda}{\lambda} - \sum_0^{n-1} L_n^l (\delta y^l - \delta y_n^l)$$

$$K_0^r \cdot J^r \frac{d^2 \delta y^r}{dx^2} = -P^r \delta y^r - \mathfrak{M}_{n-1}^r \frac{n\lambda - x}{\lambda} - \mathfrak{M}_n^r \frac{x-(n-1)\lambda}{\lambda} - \sum_0^{n-1} L_n^r (\delta y^r - \delta y_n^r);$$

durch Addition erhält man, da $\delta y^l - \delta y^r = 0$ gesetzt werden kann,

1) $$2K_0 J_g \frac{d^2 u}{dx^2} = -Pu - \mathfrak{M}_{n-1}\frac{n\lambda - x}{\lambda} - \mathfrak{M}_n \frac{x-(n-1)\lambda}{\lambda} - \sum_0^{n-1}(L_n^l + L_n^r)(u-u_n);$$

hierin ist
$$P = P^l + P^r$$
$$u = \frac{1}{2}(\delta y^l + \delta y^r)$$
$$2K_0 J_g = K_0^l J^l + K_0^r J^r$$
$$\mathfrak{M}_n = \mathfrak{M}_n^l + \mathfrak{M}_n^r.$$

Bei symmetrischem Querschnitt folgt aus Gründen der Symmetrie $L_n^l + L_n^r = 0$, bei unsymmetrischem verschwindet das letzte Glied der Gleichung 1) nicht gänzlich, es ist jedoch vernachlässigbar klein, da die Kräfte $L_n^l + L_n^r$ sehr klein im Verhältnis zu P sind. Gleichung 1) ergibt das Integral

$$u = \alpha\cos\varkappa x + \beta\sin\varkappa x - \frac{1}{P}\left[\mathfrak{M}_{n-1}\frac{n\lambda - x}{\lambda} + \mathfrak{M}_n\frac{x-(n-1)\lambda}{\lambda}\right]$$
$$\varkappa = \sqrt{\frac{P}{2K_0 J_g}}.$$

Durch Elimination der Konstanten α und β aus den Gleichungen zweier benachbarter Felder für die Punkte $n-1$, n, $n+1$ und Einführung der Stetigkeitsbedingung $\frac{du}{dx}$ in Punkt n ergibt sich

2) $$\Delta u_n + \Delta\mathfrak{M}_n\left(1 - \frac{\sin\varkappa\lambda}{\varkappa\lambda}\right)\frac{1}{P} + 2\mathfrak{M}_n\frac{1}{P}(1-\cos\varkappa\lambda) + 2u_n(1-\cos\varkappa\lambda) = 0,$$

worin
$$\Delta u_n = u_{n-1} - 2u_n + u_{n+1}$$
$$\Delta\mathfrak{M}_n = \mathfrak{M}_{n-1} - 2\mathfrak{M}_n + \mathfrak{M}_{n+1}$$

bezeichnet. Da $\varkappa\lambda$ immer eine sehr kleine Größe ist, können die Kreisfunktionen durch Reihen ersetzt werden unter Beschränkung auf die beiden ersten Glieder. Damit erhält man die Differenzengleichung

3) $$\Delta u_n + \Delta\mathfrak{M}_n\frac{\lambda^2}{12K_0J_g} + u_n\frac{P\lambda^2}{2K_0J_g} + \mathfrak{M}_n\frac{\lambda^2}{2K_0J_g} = 0.$$

Eine zweite Differenzengleichung zwischen u und $\mathfrak{M}$ erhält man aus der Formänderung des Stehbleches. Hierzu werden zunächst die Spannungen im Stehblech durch die in den äußersten Fasern herrschenden $\sigma'(y = +v')$ und $\sigma''(y = -v'')$ ausgedrückt. In der oben angezogenen Abhandlung hat Verfasser gezeigt, daß die Dehnung ε_x in jedem Querschnitt ungeachtet des Formänderungsgesetzes immer eine lineare Funktion von y ist, wenn der Spannungszustand von x unabhängig ist. Da nun die auf das Stehblech wirkenden Momente abgesehen von einem konstanten Glied u proportional sind, und die Formänderungen klein bleiben, so sind erstere längs der X-Achse so wenig veränderlich, daß die Annahme

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon' + \varepsilon''}{2} + \frac{\varepsilon' - \varepsilon''}{v}(y+a)$$

gerechtfertigt ist. Die Spannung σ_x ist

$$\sigma_x = \varepsilon_x \cdot D,$$

woraus

$$\frac{\partial\sigma_x}{\partial y} = \frac{\varepsilon' - \varepsilon''}{v}\cdot\frac{D}{1 - \varepsilon_x\frac{\partial D}{\partial\sigma}}$$

folgt. In dem Intervall $D'(y = +v')$ und $D''(y = -v'')$ ist D und $\frac{\partial D}{\partial\sigma}$ immer positiv, daraus folgt, daß σ_x zwischen σ' und σ'' weder ein Minimum noch einen Wendepunkt aufweist. Man kann daher σ_x mit hinreichender Genauigkeit durch eine parabolische Funktion ausdrücken, welche man durch die Annahme

$$D = \frac{D' + D''}{2} + \frac{D' - D''}{v}(y+a)$$

erhält. Die Abweichung von der wirklichen Spannung ist dann kleiner als

$$C\left[\frac{\varepsilon' - \varepsilon''}{v}\,\frac{1}{1 - \varepsilon_x\frac{\partial D}{\partial\sigma}}\right]^3,$$

wobei C von derselben Größenordnung ist wie die Beiwerte der Glieder der ersten und zweiten Potenz. Aus

$$\sigma_x = \left[\frac{\varepsilon' + \varepsilon''}{2} + \frac{\varepsilon' - \varepsilon''}{v}(y+a)\right]\left[\frac{D' + D''}{2} + \frac{D' - D''}{v}(y+a)\right]$$

folgt durch Einführung der Spannungen σ' und σ''

4) $$\sigma_x = \frac{\sigma' + \sigma''}{2}\left[1 + \left(1 - \frac{4(y+a)^2}{v^2}\right)\frac{\alpha^2}{1-\alpha^2}\right] + \frac{\sigma' - \sigma''}{v}\left[\frac{2(y+a)}{v} - \left(1 - \frac{4(y+a)^2}{v^2}\right)\frac{\alpha}{1-\alpha^2}\right]$$
$$\alpha = \frac{D' - D''}{D' + D''}.$$

Die Komponenten der Spannungen σ_x im Stehblech, die Längskraft S^b (positiv im Sinne der $+X$-Achse) und das Moment M^b (positiv linksdrehend) sind

5) $$M^b = \int_{-v''}^{+v'}\sigma_x y\,dF = \frac{\sigma' - \sigma''}{v}J^b,$$

6) $$S^b = \int_{-v''}^{+v'}\sigma_x\,dF = \frac{\sigma' + \sigma''}{2}F^b - \frac{(\varepsilon' - \varepsilon'')(D' - D'')}{6}F^b;$$

hierin bezeichnen J^b und F^b das Trägheitsmoment (bezogen auf die Schwerachse des Bleches) und den Querschnitt des Stehbleches. Aus der Gleichgewichtsbedingung

$$\frac{\partial\sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial\tau}{\partial y} = 0$$

folgt bei konstantem S^b

7) $$\tau = \left[\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\sigma' - \sigma''}{v}\right)\right]\frac{v^2}{8}\left(1 - \frac{4(y+a)^2}{v^2}\right)\left(1 + \frac{4(y+a)}{3v}\,\frac{\alpha}{1 - \frac{1}{3}\alpha^2}\right).$$

Es bezeichne α_x den Winkel zwischen der Normalen im Punkte x der deformierten Stabachse und der X-Achse, β_x den Winkel zwischen der ersteren und der Y-Achse, β'_x, β''_x die entsprechenden Winkel der Gurtungsachsen. Aus geometrischen Beziehungen folgt, solange $\frac{\pi}{2} - \frac{\alpha_{n+1} + \alpha_n}{2}$ ein sehr kleiner Winkel ist,

$$\Delta u_n = -\frac{1}{2}\lambda(\alpha_{n+1} - \alpha_{n-1}).$$

Ferner, da $\beta_{\frac{m}{2}}$ (in der Stabmitte) $= 0$ ist,

$$\beta'_x = \frac{1}{v}\left[\int_x^{\frac{m}{2}}\varepsilon'_x\,dx - \int_x^{\frac{m}{2}}\varepsilon''_x\,dx + \int_{-v''}^{+v'}\gamma_y\,dy\right],$$

worin $\gamma_y = \frac{1}{G}\tau$ die Gleitung bezeichnet. Denselben Wert erhält man für β''_x. Mit

$$\beta_x = \frac{1}{2}(\beta'_x + \beta''_x) \quad \text{und}$$
$$\alpha_x = \frac{\pi}{2} - \beta_x \quad \text{folgt}$$
$$\frac{\partial\alpha_x}{\partial x} = \frac{1}{v}\left[(\varepsilon'_x - \varepsilon''_x) - \int_{-v'}^{+v''}\frac{\partial\gamma_y}{\partial x}\,dy\right].$$

Wird nun τ aus Gleichung 7) eingeführt, und über den Querschnitt integriert, so entsteht

$$\frac{\partial a_x}{\partial x} = \frac{1}{v}\left[(\varepsilon_x' - \varepsilon_x'') - \frac{v^3}{12\,G}\,\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(\frac{\sigma' - \sigma''}{v}\right)\right]$$

und

$$8)\qquad \Delta u_n = -\frac{\lambda}{2\,v}\int\limits_{n-1}^{n+1}(\varepsilon_x' - \varepsilon_x'')\,dx + \frac{v^2\lambda}{12\,G}\left[\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\sigma' - \sigma''}{v}\right)\right]_{n-1}^{n+1}.$$

Es bezeichnen S_n^l die Spannkraft, F^l den Querschnitt, σ_n^l die Spannung, M_n^l das Moment der Spannungen (positiv linksdrehend), $\delta\lambda_n^l$ die Längenänderung der Nietteilung λ der linken Gurtung zwischen den Nieten $n-1$ und n. Ferner S_n^r, F^r, σ_n^r, M_n^r, $\delta\lambda_n^r$ die entsprechenden Größen der rechten Gurtung und F den Gesamtquerschnitt. Aus

$$\int\limits_{n-1}^{n}(\varepsilon_x' - \varepsilon_x'')\,dx = \delta\lambda_n^l - \delta\lambda_n^r \quad \text{folgt}$$

$$\int\limits_{n-1}^{n}(\varepsilon_n' - \varepsilon_n'')\,dx = \left(\frac{S_n^l}{F^l\cdot D'} - \frac{S_n^r}{F^r\cdot D''}\right)\lambda,$$

ferner ist

$$\frac{F^l - F^r}{F^l + F^r} = \frac{2\,a}{v}\,r$$

$$r = 1 + \frac{F^b}{F^l + F^r},$$

damit erhält man nach kurzer Umformung

$$9)\qquad \int\limits_{n-1}^{n}(\varepsilon_x' - \varepsilon_x'')\,dx = \frac{F^l + F^r}{4\,F^l\cdot F^r}\,\lambda\cdot \frac{D' + D'' + (D' - D'')\frac{2\,a}{v}\,r}{D'\cdot D''}\left[(S_n^l - S_n^r) - (S_n^l + S_n^r)\frac{2\,a}{v}\,r\right] - \lambda\cdot\frac{D' - D''}{D'\cdot D''}\,\frac{S_n^l + S_n^r}{F^l + F^r}.$$

Es ist

$$\frac{S_n^l + S_n^r}{F^l + F^r} = -\frac{P}{F^l + F^r} - \frac{S_n^b}{F^l + F^r},$$

ferner wegen $\sigma_n' = \sigma_n^l$ und $\sigma_n'' = \sigma_n^r$

$$\frac{\sigma_n' + \sigma_n''}{2} = \frac{S_n^l + S_n^r}{F^l + F^r} - \frac{\sigma_n' - \sigma_n''}{v}\,a\,r.$$

Damit folgt aus Gleichung 6)

$$10)\qquad S_n^b = \frac{S_n^l + S_n^r}{F^l + F^r}\,F^b - \frac{\sigma_n' - \sigma_n''}{v}\,a\,r\cdot F^b - \frac{1}{6}\,(\varepsilon_n' - \varepsilon_n'')\,(D' - D'')\,F^b$$

und

$$11)\qquad \frac{S_n^l + S_n^r}{F^l + F^r} = -\frac{P}{F} + \frac{\sigma_n' - \sigma_n''}{v}\,a\,\frac{F^b}{F^l + F^r} + \frac{1}{6}\,(\varepsilon_n' - \varepsilon_n'')\,(D' - D'')\,\frac{F^b}{F},$$

beachtet man weiter, daß

$$\frac{\sigma_n' - \sigma_n''}{v} = \frac{F^l + F^r}{2\,F^l\cdot F^r}\cdot\frac{1}{v}\cdot\left[(S_n^l - S_n^r) - (S_n^l + S_n^r)\,\frac{2\,a}{v}\,r\right],$$

so erhält man durch Einführung von Gleichung 11) in Gleichung 9)

$$12)\qquad \int\limits_{n-1}^{n}(\varepsilon_x' - \varepsilon_x'')\,dx = \frac{F^l + F^r}{4\,F^l\cdot F^r}\cdot\frac{\lambda}{K}\left[(S_n^l - S_n^r) - (S_n^l + S_n^r)\,\frac{2\,a}{v}\,r\right] + \frac{P}{F}\cdot\frac{\lambda}{K'} - \frac{1}{6}\,(\varepsilon_n' - \varepsilon_n'')\,\lambda\,(D' - D'')\,\frac{F^b}{F\cdot K'},$$

darin ist

$$K = \frac{D'\cdot D''}{D' + D'' + (D' - D'')\,\frac{2\,a}{v}}$$

$$K' = \frac{D'\cdot D'}{D' - D''}.$$

Die Momentengleichung, bezogen auf die zur XY-Ebene senkrechte Schwerachse des Stabquerschnittes zwischen den Punkten $n-1$ und n, lautet

$$(S_n^l - S_n^r)\,\frac{v}{2} - (S_n^l + S_n^r)\,a - S^b a = P\left(e + \frac{u_{n-1} + u_n}{2}\right) - \left(\frac{M_{n-1}^l + M_n^l}{2} + \frac{M_{n-1}^r + M_n^r}{2}\right) - M_n^b.$$

Aus den Momentengleichungen der auf jede Gurtung wirkenden Kräfte, bezogen auf die Schwerachse des Querschnittes, folgt

$$M_{n-1}^l + M_n^l + M_{n-1}^r + M_n^r = P\,(u_{n-1} + u_n) + \mathfrak{M}_{n-1} + \mathfrak{M}_n,$$

ferner wird S^b aus Gleichung 10), und für M^b infolge Gleichung 5) der Ausdruck

$$M_n^b = \frac{F^l + F^r}{2\,F^l\cdot F^r}\cdot\frac{J^b}{v}\left[(S_n^l - S_n^r) - (S_n^l + S_n^r)\,\frac{2\,a}{v}\,r\right]$$

eingeführt. So erhält man mit der Bezeichnung

$$J' = \frac{F^l\cdot F^r}{F^l + F^r}\cdot v^2 + J^b + F^b a^2\cdot r$$

$$13)\qquad \left[(S_n^l - S_n^r) - (S_n^l + S_n^r)\,\frac{2\,a}{v}\,r\right]\frac{F^l + F^r}{F^l\cdot F^r} = \frac{v}{J'}\left[2\,Pe - (\mathfrak{M}_{n-1} + \mathfrak{M}_n)\right] - \frac{1}{3}\,(\varepsilon_n' - \varepsilon_n'')\,(D' - D'')\,\frac{F^b a v}{J'}$$

und durch Einführung von Gleichung 13) in Gleichung 12)

$$\int\limits_{n-1}^{n}(\varepsilon_x' - \varepsilon_x'')\,dx = \frac{\lambda\,v}{2\,J'K}\left[Pe - \frac{1}{2}\,(\mathfrak{M}_{n-1} + \mathfrak{M}_n)\right] + \frac{P}{F}\,\frac{\lambda}{K'} - (\varepsilon_n' - \varepsilon_n'')\,\lambda\,\frac{D' - D''}{K}\cdot\frac{F^b}{6\,F}\left(\frac{a v}{2\,i^2} + \frac{K}{K'}\right).$$

Daraus folgt, wenn

$$e' = e + \frac{2\,i^2}{v}\,\frac{K}{K'},\quad i^2 = \frac{J'}{F}$$

gesetzt, und

$$\vartheta = 1 + \frac{D' - D''}{K}\,\frac{F^b}{6\,F}\left(\frac{a v}{2\,i^2} + \frac{K}{K'}\right)$$

eingeführt wird

$$\int\limits_{n-1}^{n}(\varepsilon_x' - \varepsilon_x'')\,dx = \frac{\lambda\,v}{2\,J'K\vartheta}\left[Pe' - \frac{1}{2}\,(\mathfrak{M}_{n-1} + \mathfrak{M}_n)\right]$$

und weiter

$$14)\qquad \int\limits_{n-1}^{n+1}(\varepsilon_x' - \varepsilon_x'')\,dx = \frac{\lambda\,v}{2\,J'K\vartheta}\left[2\,Pe' - \frac{1}{2}\,\Delta\mathfrak{M}_n - 2\,\mathfrak{M}_n\right].$$

Aus Gleichung 13) folgt, daß bei Vernachlässigung des letzten Gliedes der rechten Seite hinreichend genau gesetzt werden kann:

$$\left[\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\sigma' - \sigma''}{v}\right)\right]_{n-1}^{n} = -\frac{1}{J'}\,\frac{(\mathfrak{M}_{n-1} - \mathfrak{M}_n)}{\lambda},$$

mithin

$$\left[\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\sigma' - \sigma''}{v}\right)\right]_{n-1}^{n+1} = -\frac{\Delta\mathfrak{M}_n}{J'\cdot\lambda}.$$

Führt man diesen Ausdruck und Gleichung 14) in Gleichung 8) ein, so erhält man die Differenzengleichung

$$15)\qquad \Delta u_n - \Delta\mathfrak{M}_n\left(\frac{\lambda^2}{8\,J'K\vartheta} - \frac{v^2}{24\,J'G}\right) - \mathfrak{M}_n\,\frac{\lambda^2}{2\,J'K\vartheta} + Pe'\,\frac{\lambda^2}{2\,J'K\vartheta} = 0.$$

In den Gleichungen 3) und 15) sind nun zwei simultane Differenzengleichungen für u_n und $\mathfrak{M}_n$ gewonnen. Sie werden integriert durch die Ansätze

$$u_n = Ck^n + A,\quad \mathfrak{M}_n = C\cdot\zeta\,k^n + B,$$

welche die Differenzen

$$\Delta u_n = C\left(\frac{k-1}{\sqrt{k}}\right)^2 k^n,\quad \Delta\mathfrak{M}_n = C\cdot\zeta\left(\frac{k-1}{\sqrt{k}}\right)^2 k^n$$

ergeben. Durch Einführung dieser Ansätze in die Gleichungen erhält man, da die von der Konstanten C abhängigen Glieder für sich verschwinden müssen, die beiden folgenden Gleichungen für k und ζ

$$\left(\frac{k-1}{\sqrt{k}}\right)^2 - \zeta\left(\frac{k-1}{\sqrt{k}}\right)^2\left(\frac{\lambda^2}{8J'K\vartheta} - \frac{v^2}{24J'G}\right) -$$
$$-\zeta\frac{\lambda^2}{2J'K\vartheta} = 0$$
$$\left(\frac{k-1}{\sqrt{k}}\right)^2 + \zeta\left(\frac{k-1}{\sqrt{k}}\right)^2\frac{\lambda^2}{12K_0J_g} + \frac{P\lambda^2}{2K_0J_g} +$$
$$+\zeta\frac{\lambda^2}{2K_0J_g} = 0.$$

Daraus folgt

16) $$\zeta = \frac{\left(\frac{k-1}{\sqrt{k}}\right)^2}{\left(\frac{k-1}{\sqrt{k}}\right)^2\left(\frac{\lambda^2}{8J'K\vartheta} - \frac{v^2}{24J'G}\right) + \frac{\lambda^2}{2J'K\vartheta}} = -\frac{\left(\frac{k-1}{\sqrt{k}}\right)^2 + \frac{P\lambda^2}{2K_0J_g}}{\left(\frac{k-1}{\sqrt{k}}\right)^2\frac{\lambda^2}{12K_0J_g} + \frac{\lambda^2}{2K_0J_g}}$$

und für k die Gleichung vierten Grades

17) $$\left(\frac{k-1}{\sqrt{k}}\right)^4 a - \left(\frac{k-1}{\sqrt{k}}\right)^2 b - c = 0$$

$$a = \frac{K_0J_g}{2\lambda^2}\left(\frac{v^2}{3G} - \frac{\lambda^2}{K\vartheta}\right) - \frac{J'}{3}$$
$$b = 2J' + \frac{2J_gK_0}{K\vartheta} - \frac{P}{4}\left(\frac{v^2}{3G} - \frac{\lambda^2}{K\vartheta}\right)$$
$$c = \frac{P\lambda^2}{K\vartheta}.$$

Die Wurzeln der Gleichung 17) sind für positive und negative Werte von a

$$\left(\frac{k-1}{\sqrt{k}}\right)^2 = \frac{b \pm \sqrt{b^2+4ac}}{2a}$$
$$k_1, k_2 = \frac{1}{2}\left[2 + \frac{b+\sqrt{b^2+4ac}}{2a}\right] \pm$$
$$\pm\frac{1}{2}\sqrt{\left[2 + \frac{b+\sqrt{b^2+4ac}}{2a}\right]^2 - 4}$$
$$k_3, k_4 = \cos\varphi \pm i\sin\varphi$$
$$\cos\varphi = \frac{1}{2}\left[2 + \frac{b-\sqrt{b^2+4ac}}{2a}\right].$$

A und B müssen die konstanten Glieder der Differenzengleichungen befriedigen. Man findet

$$A = -e', \quad B = Pe'.$$

Den vier Wurzeln der Gleichung 17) entsprechen vier Konstante, welche durch die Bedingungen

$$n = 0 : u = 0, \quad \mathfrak{M} = 0$$
$$n = m : u = 0, \quad \mathfrak{M} = 0$$

bestimmt werden. Nach Einführung der so ermittelten Werte erhält man

18 a) $$u_n = \frac{P+\zeta_2}{\zeta_1-\zeta_2}e'\left[-\frac{k^{m-n}+k^n}{k^m+1} + \frac{\cos\left(\frac{m}{2}-n\right)\varphi}{\cos\frac{m}{2}\varphi}\right] + e'\left[\frac{\cos\left(\frac{m}{2}-n\right)\varphi}{\cos\frac{m}{2}\varphi} - 1\right]$$

18 b) $$\mathfrak{M}_n = \frac{P+\zeta_2}{\zeta_1-\zeta_2}\zeta_1 e'\left[-\frac{k^{m-n}+k^n}{k^m+1} + \frac{\cos\left(\frac{m}{2}-n\right)\varphi}{\cos\frac{m}{2}\varphi}\right] - Pe'\left[\frac{\cos\left(\frac{m}{2}-n\right)\varphi}{\cos\frac{m}{2}\varphi} - 1\right].$$

Hierin ist $k = k_1 = \frac{1}{k_2}$

ζ_1 der Wert, den ζ mit $\left(\frac{k-1}{\sqrt{k}}\right)^2 = \frac{b+\sqrt{b^2+4ac}}{2a}$

ζ_2 der Wert, den ζ mit $\left(\frac{k-1}{\sqrt{k}}\right)^2 = \frac{b-\sqrt{b^2+4ac}}{2a}$ **annimmt.**

Der Wert $\frac{P\lambda^2}{K\vartheta}$ ist im Verhältnis zu J' immer eine sehr kleine Größe, so daß

$$b - \sqrt{b^2+4ac} = 0$$

gesetzt werden kann. Damit wird $\zeta_2 = -P$ und, da $\zeta_1 - \zeta_2$ von Null verschieden ist, verschwinden die ersten Glieder in den Gleichungen 18). Man erhält also die Näherungslösung von großer Genauigkeit

19 a) $$u_n = e'\left[\frac{\cos\left(\frac{m}{2}-n\right)\varphi}{\cos\frac{m}{2}\varphi} - 1\right]$$

19 b) $$\mathfrak{M}_n = -Pu_n.$$

Bezeichnet δ die Durchbiegung in der Stabmitte, so ist u_n als Funktion von δ gegeben durch

$$u_n = \delta\,\frac{\cos\left(\frac{m}{2}-n\right)\varphi - \cos\frac{m}{2}\varphi}{1-\cos\frac{m}{2}\varphi}.$$

Zur Bestimmung des Winkels $\frac{m\varphi}{2}$ wird zweckmäßig die Hilfsgröße $l' = m'\lambda$ **eingeführt, die durch die Bedingung**

$$\cos\frac{m'\varphi}{2} = 0$$

gegeben ist. Aus $\varphi = \frac{\pi}{m'}$ folgt die Gleichung

$$\frac{c}{2\left(1-\cos\frac{\pi}{m'}\right)} = b + a\,2\left(1-\cos\frac{\pi}{m'}\right)$$

und nach Einführung der Werte a, b, c aus Gleichung 17)

$$\frac{P\lambda^2}{K\vartheta}\,\frac{1}{2\left(1-\cos\frac{\pi}{m'}\right)} = 2J' + \frac{2J_gK_0}{K\vartheta} - \frac{P}{4}\left(\frac{v^2}{3G} - \frac{\lambda^2}{K\vartheta}\right) +$$
$$+\left[\frac{K_0J_g}{2\lambda^2}\left(\frac{v^2}{3G} - \frac{\lambda^2}{K\vartheta}\right) - \frac{1}{3}J'\right]2\left(1-\cos\frac{\pi}{m'}\right)$$
$$\frac{Pl'^2}{\pi^2K\vartheta}\,\frac{\pi^2}{2\left(1-\cos\frac{\pi}{m'}\right)m'^2}\left[1 + \frac{1}{4}\left(\frac{v^2K\vartheta}{3\lambda^2G} - 1\right)2\left(1-\cos\frac{\pi}{m'}\right)\right] =$$
$$= 2J'\left[1 - \frac{1}{3}\left(1-\cos\frac{\pi}{m'}\right)\right] +$$
$$+\frac{2J_gK_0}{K\vartheta}\left[1 + \frac{1}{4}\left(\frac{v^2K\vartheta}{3\lambda^2G} - 1\right)2\left(1-\cos\frac{\pi}{m'}\right)\right].$$

Führt man weiter die mittlere Spannung

$$k_0 = \frac{P}{F}$$

ein und beachtet, daß m' eine größere Zahl ist, mithin

$$1 - \cos\frac{\pi}{m'} = \frac{1}{2}\left(\frac{\pi}{m'}\right)^2$$

gesetzt werden kann, so erhält man

$$l' = i\pi\sqrt{\frac{2K\vartheta}{k_0}\,\frac{1-\frac{1}{6}\left(\frac{\pi}{m'}\right)^2}{1+\frac{1}{4}\left(\frac{v^2K\vartheta\pi^2}{3l'^2G} - \left(\frac{\pi}{m'}\right)^2\right)} + \frac{2K_0J_g}{F\cdot i^2k_0}}$$

Dieser Ausdruck kommt dem Wert

$$l' = i\pi \sqrt{\frac{2K\vartheta}{k_0}}$$

so nahe, daß im allgemeinen mit diesem gerechnet werden kann. Der Winkel $\frac{m\varphi}{2}$ ist nun gegeben durch

$$\frac{m\varphi}{2} = \frac{\pi}{2}\frac{l}{l'}.$$

Der Hilfswert l' unterscheidet sich von der freien Knicklänge des elastischen Falles im Sinne Eulers nur durch den Einfluß des Moduls $2K\vartheta$; das gleiche gilt also bezüglich des Winkels $\frac{m\varphi}{2}$. Gleichung 19 a) stimmt mit der entsprechenden Gleichung des elastischen Falles in der Form überein, nur enthält sie an Stelle der Exzentrizität e die Größe

$$e' = e + \frac{2i^2}{v}\frac{K}{K'}.$$

Somit ergibt sich folgender Schluß: „Die Biegungslinie der Knickung wird für das Spannungsgebiet jenseits der Proportionalitätsgrenze mit sehr genauer Näherung durch dieselbe Winkelfunktion dargestellt, wie im elastischen Gebiet. Die Winkelgröße ist abhängig von dem Modul

$$K\vartheta = \frac{D' \cdot D''}{D' + D'' + (D' - D'')\frac{2a}{v}}\vartheta,$$

in welchem meistens $\vartheta = 1$ gesetzt werden kann. Der Modul ist bestimmt durch die Spannungen in den Gurtungen, also durch die auftretenden Grenzwerte, nach Maßgabe des Formänderungsgesetzes in der Form $D = \frac{\sigma}{\varepsilon}$. Die Verschiedenheit der Dehnungen in den Gurtungen ist hinsichtlich der statischen Wirkung gleichbedeutend mit einer parallelen Verschiebung der äußeren Kraft um das Maß

$$\frac{2i^2}{v}\frac{K}{K'}."$$

In der letztgenannten Tatsache ist der grundsätzliche Unterschied begründet, der zwischen der elastischen Knickung und der jenseits der Proportionalitätsgrenze hinsichtlich des kritischen Wertes besteht, welcher die Grenzlage des stabilen Gleichgewichtszustandes kennzeichnet. Der kritische Wert ist nämlich jenseits der Proportionalitätsgrenze nicht mehr der aus der Bedingung $\cos\frac{m}{2}\varphi = 0$ folgende, sondern liegt unter diesem. Für die weitere Ableitung müssen zunächst die Spannungen σ^l und σ^r berechnet werden.

Aus

$$\sigma_n^l + \sigma_n^r = -\frac{F^l + F^r}{2F^l \cdot F^r}\left[(S_n^l - S_n^r) - (S_n^l + S_n^r)\frac{2a}{v}r\right]\frac{2a}{v}r + 2\frac{S_n^l + S_n^r}{F^l + F^r}$$

und

$$\sigma_n^l - \sigma_n^r = \frac{F^l + F^r}{2F^l \cdot F^r}\left[(S_n^l - S_n^r) - (S_n^l + S_n^r)\frac{2a}{v}r\right]$$

folgt mit Beachtung von Gleichung 11), 13)

20 a) $$\sigma_n^l = \left(1 - \frac{2a}{v}\right)\frac{v}{2J'}\left[1 + \frac{F^b}{6F}\frac{D' - D''}{K\vartheta}\left(\frac{v}{v-2a} - \frac{av}{2i^2}\right)\right]\left[Pe' - \frac{1}{2}(\mathfrak{M}_{n-1} + \mathfrak{M}_n)\right] - \frac{P}{F}\left[1 + \left(1 - \frac{2a}{v}\right)\frac{K}{K'}\right]$$

20 b) $$\sigma_n^r = -\left(1 + \frac{2a}{v}\right)\frac{v}{2J'}\left[1 + \frac{F^b}{6F}\frac{D' - D''}{K\vartheta}\left(\frac{v}{v+2a} + \frac{av}{2i^2}\right)\right]\left[Pe' - \frac{1}{2}(\mathfrak{M}_{n-1} + \mathfrak{M}_n)\right] - \frac{P}{F}\left[1 - \left(1 + \frac{2a}{v}\right)\frac{K}{K'}\right].$$

Das Moment $Pe' - \frac{1}{2}(\mathfrak{M}_{n-1} + \mathfrak{M}_n)$ ergibt sich aus Gleichung 19). Für die Stabmitte kann $\mathfrak{M}_{n-1} = \mathfrak{M}_m$ gesetzt werden, man erhält

$$Pe' - \mathfrak{M}_m = P\frac{\delta}{1 - \cos\frac{m}{2}\varphi}$$

und mit der immer zulässigen Vernachlässigung des Gliedes $\frac{F^b}{6F}\frac{D' - D''}{K\vartheta}$ gegenüber 1

21 a) $$\sigma^l = \frac{Pv}{2J'}\left(1 - \frac{2a}{v}\right)\frac{\delta}{1 - \cos\frac{m}{2}\varphi} - \frac{P}{F}\left[1 + \left(1 - \frac{2a}{v}\right)\frac{K}{K'}\right]$$

21 b) $$\sigma^r = -\frac{Pv}{2J'}\left(1 + \frac{2a}{v}\right)\frac{\delta}{1 - \cos\frac{m}{2}\varphi} - \frac{P}{F}\left[1 - \left(1 + \frac{2a}{v}\right)\frac{K}{K'}\right].$$

Hieraus folgt nach Einführung der mittleren Spannung

$$k_0 = -\frac{P}{F}$$

22 a) $$\frac{\delta}{1 - \cos\frac{m}{2}\varphi} = -\left[\left(\frac{\sigma^l}{k_0} - 1\right)\frac{v}{v-2a} - \frac{K}{K'}\right]\frac{2i^2}{v}$$

22 b) $$\frac{\delta}{1 - \cos\frac{m}{2}\varphi} = +\left[\left(\frac{\sigma^r}{k_0} - 1\right)\frac{v}{v+2a} - \frac{K}{K'}\right]\frac{2i^2}{v}.$$

Führt man diese Werte in

$$e = \frac{\delta}{1 - \cos\frac{m}{2}\varphi} \cdot \cos\frac{m}{2}\varphi - \frac{2i^2}{v}$$

ein, so erhält man

23 a) $$e = -\frac{2i^2}{v}\left[\left(\frac{\sigma^l}{k_0} - 1\right)\frac{v}{v-2a}\cos\frac{m}{2}\varphi + \left(1 - \cos\frac{m}{2}\varphi\right)\frac{K}{K'}\right]$$

23 b) $$e = +\frac{2i^2}{v}\left[\left(\frac{\sigma^r}{k_0} - 1\right)\frac{v}{v+2a}\cos\frac{m}{2}\varphi - \left(1 - \cos\frac{m}{2}\varphi\right)\frac{K}{K'}\right].$$

Betrachtet man σ^l bzw. σ^r als unabhängige Veränderliche, so können $\cos\frac{m}{2}\varphi$ und $\frac{K}{K'}$ mit Hilfe des Formänderungsgesetzes als Funktionen derselben dargestellt werden. Mit absolut genommen wachsenden Werten der Veränderlichen nimmt $\cos\frac{m}{2}\varphi$ ab, dagegen $\frac{K}{K'}$ zu. Letzteres hat jedoch negative Werte, falls $\sigma^l > k_0$ ist. Für σ^l bzw. $\sigma^r = k_0$ werden beide Glieder der rechten Seite in Gleichung 23) zu Null. Liegt nun k_0 unter der Knickspannung für zentrische Belastung, was vorausgesetzt sei, so gibt es Werte σ^l bzw. $\sigma^r > k_0$ (absolut genommen), für welche die rechte Seite negativ bzw. positiv wird. Anderseits gibt es einen bestimmten Wert σ^l bzw. σ^r, mit welchem die rechte Seite wieder zu Null wird, und zwar ist dieser Wert absolut genommen kleiner als der durch $\cos\frac{m}{2}\varphi = 0$ bedingte. Mithin muß in dem Intervall zwischen k_0 und dem letzten Wert von σ^l bzw. σ^r die Exzentrizität e absolut genommen ein Maximum aufweisen. Nun kennzeichnen die gemäß den Gleichungen 23) einander entsprechenden Werte σ^l bzw. σ^r und e eine Gleichgewichtslage. Mithin kennzeichnet das jeweilige Maximum

von e eine Grenzlage des Gleichgewichts, nach deren Ueberschreitung die Durchbiegung mit der Spannung in der stärker gedrückten Gurtung weiter zunimmt, ein Gleichgewichtszustand aber nur bei Abnahme der Kraft bestehen kann. Es entspricht das den Erscheinungen, die in den Versuchen Karmáns beobachtet sind.

Aus dem Vorstehenden ergibt sich ein Weg zur Berechnung der Laststellung, in welcher eine Kraft von der Größe P Knicken des Stabes hervorruft. Sofern dabei die Spannung in der schwächer beanspruchten Gurtung die Proportionalitätsgrenze nicht oder nicht erheblich übersteigt, führt ein Rechnungsgang zum Ziele. Andernfalls ist unter Umständen eine Wiederholung mit verbesserten Werten erforderlich. Eine zweite Annahme für P liefert einen zweiten Wert e und die Fortsetzung des Verfahrens eine Kurve, deren Abszissen die Laststellung und deren Ordinaten die Knickkraft darstellen.

Zu einem analogen Rechnungsgang und demselben Schluß auf das Bestehen einer Grenzlage des Gleichgewichts gelangt man, indem man die Last, ausgedrückt durch die mittlere Spannung, als Funktion von σ^r bzw. σ^l auffaßt. Es folgt aus den Gleichungen 21)

24 a)
$$k_0 = \frac{\sigma^r \cdot \cos\frac{m}{2}\varphi}{\cos\frac{m}{2}\varphi + \frac{e(v+2a)}{2i^2} + \frac{K}{K'}\left(1+\frac{2a}{v}\right)\left(1-\cos\frac{m}{2}\varphi\right)}$$

24 b)
$$k_0 = \frac{\sigma^l \cos\frac{m}{2}\varphi}{\cos\frac{m}{2}\varphi - \frac{e(v-2a)}{2i^2} - \frac{K}{K'}\left(1-\frac{2a}{v}\right)\left(1-\cos\frac{m}{2}\varphi\right)}.$$

Es ist leicht zu erkennen, daß k_0 in dem Intervall σ^r bzw. $\sigma^l = k_0$ und einem zweiten Wert, welcher $\cos\frac{m}{2}\varphi > 0$ ergibt, ein Maximum hat. Mit Hilfe der Gleichungen kann man also die Größe der Last berechnen, unter welcher bei angenommener Laststellung Knicken eintritt. Zur Ermittelung des Winkels $\frac{m\varphi}{2}$ muß zunächst ein geschätzter Wert k_0 benutzt werden, wodurch unter Umständen ein zweiter Rechnungsgang nötig wird.

Als Beispiel ist in folgendem zunächst ein Stab von der für den Obergurt von Bogenbrücken vielfach verwendeten][-Form des Querschnittes behandelt worden. Es ist der in

Abb. 2

6.160.160.19
6.130.19
1.510.22

Abb. 2 dargestellte Querschnitt der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Ruhrort gewählt (vgl. Eisenbau 1914, Heft 3, Seite 110).

$$F^l = 133\cdot3{,}8 + 4\cdot57{,}5 + 57\cdot2{,}2 = 847$$
$$F^r = 2\cdot57{,}5 = 115$$
$$F^b = 4\cdot1{,}9\cdot128 = 973$$
$$F = 1935\ \text{cm}^2$$
$$\frac{2a}{v}r = \frac{732}{962} = 0{,}76$$
$$r = 1 + \frac{973}{962} = 2{,}01$$

$$\frac{2a}{v} = 0{,}38$$
$$a = 22{,}4\ \text{cm}$$
$$J' = \frac{847\cdot115}{962}\,118^2 + \frac{128^3\cdot7{,}6}{12} + 973\cdot22{,}4^2\cdot2{,}01 = 3\,711\,216\ \text{cm}^4$$
$$i^2 = \frac{3\,711\,216}{1935} = 1918 \quad i = 43{,}18\ \text{cm}$$
$$l = 1200\ \text{cm} \quad \frac{l}{i} = \sim 28.$$

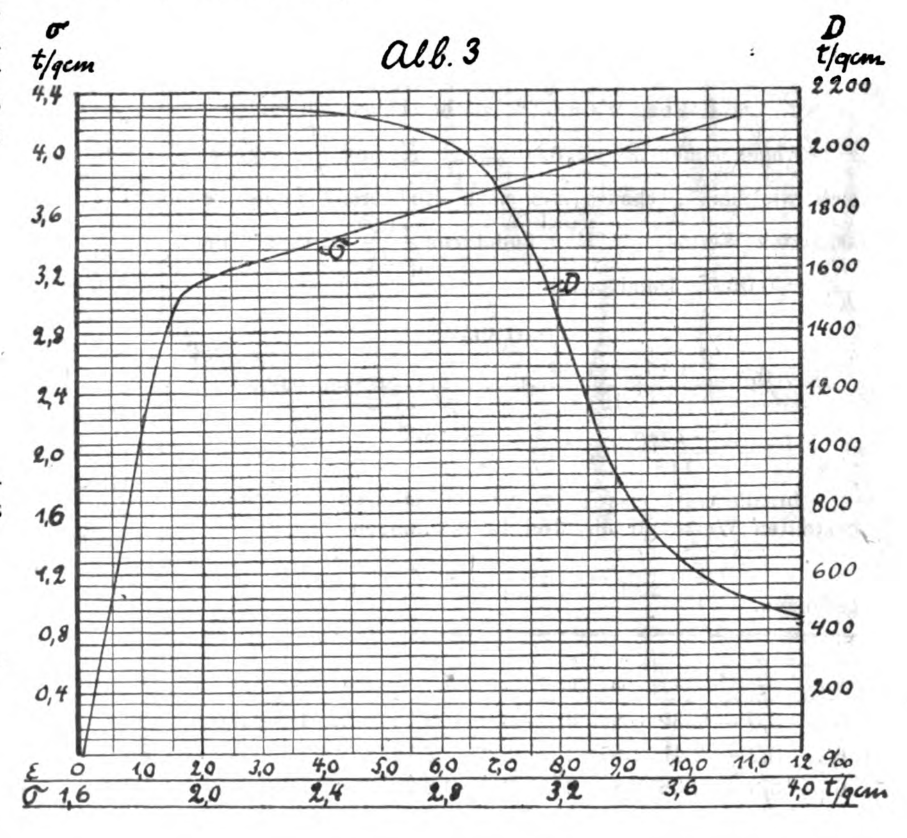
Als Material ist Flußeisen angenommen, dessen Proportionalitätsgrenze bei 2150 kg/qcm, dessen Quetschgrenze zwischen 2800 und 3000 liegt. Da die Spannungs-Dehnungslinie nicht bekannt ist, ist eine Annahme getroffen worden, welche sich in ihrem Verlauf an die von Karmán für Flußstahl ermittelte anlehnt. Eine solche Annahme genügt für den vorliegenden Zweck, da es sich hier nicht um genaue Zahlenergebnisse, sondern um Vergleichswerte handelt. Es bezeichne β die Dehnung in der Quetschgrenze, α die in der Proportionalitätsgrenze bzw. dem Punkte unterhalb derselben, in welcher die Kurve in die Gerade übergeht, ferner $E = 2150$ t/qcm den Elastizitätsmodul. Die Spannungs-Dehnungslinie ist dann zwischen 0 und α gegeben durch die Gerade $\sigma = \varepsilon E$, zwischen α und $\alpha + 2{,}5(\beta - \alpha) = \gamma$ durch die Gleichung

$$\sigma = E\left\{\varepsilon - \frac{4}{9}\left[\frac{1}{2}\left(\frac{\varepsilon-\alpha}{\beta-\alpha}\right)^2 - \frac{4}{3\pi^2}\left[1-\cos\pi\frac{\varepsilon-\alpha}{\beta-\alpha} - \frac{1}{16}\left(1-\cos2\pi\frac{\varepsilon-\alpha}{\beta-\alpha}\right)\right]\right]\right\},$$

jenseits γ wieder durch eine Gerade

$$\sigma = \sigma_\gamma + (\varepsilon - \gamma)\,0{,}8925.$$

Es ist angenommen $\beta = 1{,}4\,‰$ und $\alpha = 0{,}68\,‰$. Der letztere Wert liegt nicht unwesentlich unter der Proportionalitätsgrenze, indessen ist die Abweichung der Kurve von der Geraden bis zu diesem Punkte verschwindend gering. Abb. 3 zeigt den Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie, ebenso die aus jener berechnete D-Linie als Funktion der Spannung.



1. Belastung: $P = 2,2\,Ft$; zu ermitteln ist e.
Angenommen $k^r = 2,8\,{}^t/_{cm^2}$

$$D' = 2150 \quad D'' = 2050$$

$$K = \frac{2150\cdot 2050}{4200 + 0,38\cdot 100} = 1025$$

$$\frac{K}{K'} = \frac{100}{4200 + 0,38\cdot 100} = 0,023$$

$$\frac{l'}{i} = \pi\sqrt{\frac{2\cdot 1025}{2,2}} = 95,86$$

$$m\varphi = 180^0\,\frac{1200}{95,86\cdot 43,18} = 52^0 10'$$

$$\cos\frac{m}{2}\varphi = 0,898$$

$$\frac{\delta}{1-\cos\frac{m}{2}\varphi} = \left[\frac{2,8}{2,2} - 1 + 1,38\cdot 0,023\right]\frac{2\cdot 1918}{118\cdot 1,38} = 7,16^{\,cm}$$

$$\delta = 7,16\cdot 0,102 = 0,73^{\,cm}$$

$$e = 7,16\cdot 0,898 - \frac{2\cdot 1918}{118}\cdot 0,023 = 5,68^{\,cm}$$

$$\sigma^l = -2,2\left[\left(7,16\,\frac{118}{2\cdot 1918} - 0,023\right)0,62 - 1\right] = 1,93\,{}^t/_{cm^2}.$$

In derselben Weise findet man die nachstehend zusammengestellten Werte:

k^r t/cm²	K	$\frac{l'}{i}$	e cm	δ cm	σ^l t/cm²
— 2,8	1025	95,86	5,68	0,73	— 1,93
— 3,0	965	92,94	7,47	1,09	— 1,84
— 3,2	754	82,17	8,44	2,25	— 1,75
— 3,4	489	66,25	8,03	4,81	— 1,67

Ist $\sigma^l < \sigma^r$, so ergeben sich folgende Werte:

k^l t/cm²	K	$\frac{l'}{i}$	e cm	δ cm	σ^r t/cm²
— 2,8	1075	98,16	— 13,2	— 1,56	— 0,82
— 3,2	935	91,06	— 19,24	— 3,32	— 0,11
— 3,6	626	75,36	— 22,38	— 7,20	+ 0,68

2. Laststellung $e = 6^{\,cm}$; zu berechnen ist k_0.

Angenommen $k^r = 3,0\,{}^t/_{cm^2}$. K und $\frac{K}{K'}$ ergeben sich wie bei 1, ebenso $m\varphi$ nach Einführung eines geschätzten Wertes k_0. Man findet $\cos\frac{m\varphi}{2} = 0,895$ und $\frac{K}{K'} = 0,058$. Damit wird

$$k_0 = \frac{3,0\cdot 0,895}{0,895 + \frac{6\cdot 118\cdot 1,38}{2\cdot 1918} + 1,38\,(1 - 0,895)\,0,058} = 2,32\,{}^t/_{cm^2}$$

$$\delta = \left(6 + \frac{2\cdot 1918}{118}\cdot 0,058\right)\frac{1-0,895}{0,895} = 0,92^{\,cm}.$$

In dieser Weise sind die nachstehend zusammengestellten Werte für die drei Laststellungen

$$e = \frac{l}{200};\quad e = \frac{l}{600};\quad e = \frac{l}{1200}$$

gefunden.

e cm	k^r t/cm²	k_0 t/cm²	δ cm	e cm	k^r t/cm²	k^0 t/cm²	δ cm	e cm	k^r t/cm²	k_0 t/cm²	δ cm
6	— 3,0	— 2,32	0,92	2	— 3,0	— 2,71	0,57	1	— 3,0	— 2,82	0,38
6	— 3,2	— 2,41	1,87	2	— 3,2	— 2,78	1,50	1	— 3,2	— 2,90	1,31
6	— 3,3	— 2,39	2,88	2	— 3,3	— 2,76	2,52	1	— 3,3	— 2,89	2,34

3. Um einen Vergleich des unsymmetrischen Querschnittes mit dem symmetrischen zu ermöglichen, ist für einen solchen von derselben Flächengröße und derselben Stehblechhöhe die Berechnung der mittleren Spannung bei bestimmter Laststellung durchgeführt. Es ist

$$J' = \frac{481}{2}\cdot 118^2 + \frac{118^3\cdot 7,6}{12} = 4\,389\,309^{\,cm^4}$$

$$F = 1935 \quad i^2 = 2268 \quad i = 47,62$$

$$\frac{l}{i} = \sim 25.$$

Es ergeben sich die nachstehenden Werte:

e cm	k^r t/cm²	k^0 t/cm²	δ cm	e cm	k^r t/cm²	k^0 t/cm²	δ cm	e cm	k^r t/cm²	k^0 t/cm²	δ cm
6	— 3,2	— 2,66	1,77	2	— 3,2	— 2,94	1,37	1	— 3,2	— 3,02	1,27
6	— 3,4	— 2,71	3,85	2	— 3,4	— 2,98	3,41	1	— 3,4	— 3,06	3,31
6	— 3,6	— 2,70	7,03	2	— 3,6	— 2,94	6,60	1	— 3,6	— 3,02	6,41

4. Nachstehend sind die Belastungsgrenzwerte für Stäbe verschiedener Schlankheit — $\frac{l}{i} = 20, 30, 40, 50$ — und von symmetrischem Querschnitt mit Hilfe der Formeln 23) ermittelt. Es ist ersichtlich, daß die Anwendung auf Walzprofile, welche zwei ausgesprochene Gurtungen haben, unbedenklich ist. Die berechneten Spannungen k_0 können also mit der aus vorstehendem folgenden Einschränkung mit der Tetmayerschen Knickspannung verglichen werden.

Da $\frac{2\,i}{v}$ stets < 1 ist, sind die der jeweils größten errechneten Knickspannung entsprechenden Maße der Exzentrizität sehr klein, $< {}^1/_{50}$ des Trägheitsradius und etwa ${}^1/_{2000}$ bis ${}^1/_{5000}$ der Stablänge. Die fraglichen Grenzwerte kommen daher der Knickspannung des Falles zentrischer Belastung sehr nahe. Ihre Werte liegen etwas über der Tetmayerschen Knickspannung. Wird jedoch beachtet, daß das der Rechnung zugrunde gelegte Formänderungsgesetz durch eine Annahme gewonnen werden mußte, da Versuchsergebnisse für Flußeisen nicht bekannt sind, so erhellt, daß die Erklärung des Knickvorganges jenseits der Proportionalitätsgrenze durch das Bestehen der gekennzeichneten Grenzlage des Gleichgewichtszustandes mit den Tetmayerschen Versuchen hinreichend im Einklang steht.

Für das Verhältnis $\frac{l}{i} = 20$ gibt die Rechnung kein ganz klares Bild. Unter einer Belastung, welcher $k_0 = 3,2\,{}^t/_{qcm}$ entspricht, erreicht die größte Spannung σ_{max} die Bruchgrenze vor Eintritt der Grenzlage. Dagegen liegt die Spannung $k_0 = 3,3\,{}^t/_{qcm}$ bereits jenseits der Grenzlage für zentrische Belastung, da sich bei sehr kleiner Abweichung der Last aus der Stabachse ein negativer Wert e bei positivem δ ergibt und erst bei $\sigma_{max} = 3,7\,{}^t/_{qcm}$ und $\delta = 0,122\,\frac{2\,i^2}{v}$ e wieder positiv wird. In diesem Falle besteht für e ein zweites Maximum, da es wieder negativ wird, wenn sich der Winkel $\frac{m\varphi}{2}\;\frac{\pi}{2}$ nähert, und dementsprechend eine zweite Grenzlage des Gleichgewichts. Auf die erste, welche für $e = 0$ besteht, folgt ein Knickvorgang, bei welchem Durchbiegung und Spannung σ_{max} einen gewissen Bereich durchlaufen, bis sich wieder ein stabiler Gleichgewichtszustand einstellt, welcher erst in der zweiten Grenzlage in labiles Gleichgewicht übergeht. Ein solcher Verlauf ist anscheinend auch in den Versuchen Karmáns beobachtet worden.

Ein Vergleich der unter 1, 2 und 3 gegebenen Rechnungsergebnisse zeigt, daß der Stab unsymmetrischen Querschnittes nach der Seite der kleineren Gurtung (Richtungssinn des Knickens)

$$\frac{l}{i} = 50$$

k_0	2,6	2,6	2,6	2,7	2,7	2,7	2,8	2,8	2,8	$^t/_{cm^2}$
σ_{max}	2,9	3,0	3,1	2,9	3,0	3,1	2,9	3,0	3,1	"
K	1030	1000	950	1025	1000	950	1020	992	940	"
$\frac{K}{K'}$	0,039	0,067	0,117	0,032	0,062	0,117	0,022	0,055	0,110	$^t/_t$
$\frac{l'}{i}$	88,6	87	83	86,6	85,4	83	84,8	83,6	81,3	
e	0,0586	0,0694	0,064	0,0335	0,0427	0,0373	0,0126	0,0197	0,0119	$\frac{2i^2}{v}$

$$\frac{l}{i} = 40$$

k_0	2,6	2,6	2,6	2,8	2,8	2,8	2,9	2,9	2,9	$^t/_{cm^2}$
σ_{max}	3,0	3,1	3,2	3,0	3,1	3,2	3,0	3,1	3,2	"
K	1000	950	862	978	944	862	978	935	855	"
$\frac{K}{K'}$	0,067	0,117	0,198	0,041	0,110	0,198	0,041	0,110	0,186	$^t/_t$
$\frac{l'}{i}$	87	83	80,8	83	81,5	78	81,5	79,8	76,4	
e	0,0987	0,1079	0,1077	0,0408	0,0457	0,0390	0,0132	0,0162	0,0108	$\frac{2i^2}{v}$

$$\frac{l}{i} = 30$$

k_0	2,8	2,8	2,8	2,9	2,9	2,9	3,0	3,0	3,0	$^t/_{cm^2}$
σ_{max}	3,1	3,2	3,3	3,1	3,2	3,3	3,2	3,3	3,4	"
K	949	860	754	915	854	750	844	744	635	"
$\frac{K}{K'}$	0,110	0,189	0,299	0,079	0,186	0,293	0,172	0,284	0,391	$^t/_t$
$\frac{l'}{i}$	81,7	77,8	72,8	78,8	76,2	71,4	72,2	69,8	64,6	
e	0,072	0,0866	0,0825	0,0434	0,0495	0,0483	0,017	0,0159	0,00	$\frac{2i^2}{v}$

$$\frac{l}{i} = 20$$

k_0	3,2	3,2	3,2	3,2	3,2	3,3	3,3	3,3	3,4	$^t/_{cm^2}$
σ_{max}	3,4	3,6	3,8	4,0	4,2	3,4	3,5	3,7	3,6	"
K	618	487	418	378	344	562	525	449	443	"
$\frac{K}{K'}$	0,343	0,522	0,568	0,646	0,680	0,22	0,382	0,549	0,384	$^t/_t$
$\frac{l'}{i}$	61,8	54,8	50,8	48,2	46	62	56	51,7	50,2	
e	0,0118	0,0214	0,0404	0,065	0,091	— 0,006	— 0,072	+ 0,0013	— 0,0257	$\frac{2i^2}{v}$
δ	0,065	0,104	0,139	0,186	0,222	+ 0,029	+ 0,056	+ 0,122		

eine wesentlich größere Knicksicherheit besitzt als nach der Seite der größeren Gurtung. Erstere bleibt namentlich bei exzentrischem Kraftangriff hinter der des Stabes von symmetrischem Querschnitt bei gleicher Stablänge und Querschnittgröße zurück, dagegen trifft das Umgekehrte für die zweite zu.

Die vorstehenden Untersuchungen setzen voraus, daß die Knicksicherheit des ganzen Stabes kleiner ist als die einzelner Stabteile. Oft wird diese Voraussetzung nicht erfüllt sein, wie ja auch bei dem eingangs erwähnten Versuch die unteren (freien) Winkel seitlich — also in der XZ-Ebene der Abb. 1, 2 — ausgeknickt sind. In diesem Falle wird die Tragfähigkeit eines Stabes durch die Belastungen begrenzt, welche in der fraglichen Gurtung gerade die jene Formänderung einleitende mittlere Knickspannung k_0^l bzw. k_0^r hervorrufen. Die Ermittelung der Grenzwerte gestaltet sich dann ebenso, wie oben angegeben, nur genügt eine einmalige Durchführung der Rechnung für bestimmte Last oder bestimmte Laststellung mit dem Werte k_0^l bzw. k_0^r.

Letztere hängen im Falle einer Vergitterung in der Ebene einer Gurtung von der Art derselben ab. Auch bei völlig zentrischem Kraftangriff in der Ebene der Vergitterung ist die Anordnung schräger Gitterstäbe immer mit Nebenspannungen in den Gurtungen verbunden, deren Größe die mittlere Knickspannung beeinflußt. Diese wird daher bei zweckmäßiger Ausbildung der Vergitterung höchstens in der Gegend der Quetschgrenze liegen, im Falle von größeren Nebenspannungen jedoch mehr oder weniger hinter dieser zurückbleiben.

Bei dem oben erwähnten Versuchsstab war ebenso wie bei dem Obergurt der Hohenzollernbrücke eine Verbindung der freien Gurtungen durch gekreuzte Schrägstäbe ohne Querriegel angeordnet. Diese Art der Vergitterung kann mit Hilfe der Gleichungen untersucht werden, welche Verfasser im Eisenbau 1913, Heft XI, Seite 403 ff. für die aus gekreuzten Schrägstäben und Querriegeln bestehende Anordnung entwickelt hat, indem der Querschnitt der letzteren gleich 0 gesetzt wird. Für den Fall zentrischen Kraftangriffes in der XZ-Ebene, auf den die Betrachtung hier beschränkt werden kann, ergeben sich für die Aenderung z_n des gegenseitigen Abstandes v der Gurtungen und für das Moment M_n der Kräfte, welche jede Gurtung beanspruchen, aus den Gleichungen 20) und 21) a. a. O. die Ansätze:

$$26)\quad z_n = \frac{P\lambda^2\mu}{DF_g v\,(2\mu+\nu)}\left[1 - \frac{(r^n + r^{-n})\cos(m-n)\psi + (r^{m-n} + r^{-m+n})\cos n\psi}{r^m + r^{-m} + 2\cos m\psi} + \right.$$
$$\left. + \frac{1}{\gamma_2}\left(\frac{1}{2}P + \gamma_1\right)\frac{(r^n - r^{-n})\sin(m-n)\psi + (r^{m-n} - r^{-m+n})\sin n\psi}{r^m + r^{-m} + 2\cos m\psi}\right]$$

$$27)\quad M_n = \frac{P\lambda^2\mu}{4\,DF_g v\,(2\mu+\nu)}\cdot\frac{\frac{1}{3}P(\mu-\nu)\lambda + 2(\gamma_1^2+\gamma_2^2)}{\gamma_2}\cdot\frac{(r^n - r^{-n})\sin(m-n)\psi + (r^{m-n} - r^{-m+n})\sin n\psi}{r^m + r^{-m} + 2\cos m\psi}.$$

Hierin bezeichnet:

P die in der Stabmitte wirkende Last, von welcher also auf jede Gurtung $\frac{1}{2}P$ entfällt,

F_d den Querschnitt der Schrägstäbe,

F_v den Querschnitt, v die Länge des Querstabes,

F_g den Querschnitt, J_g das Trägheitsmoment der Gurtung,

λ die Feldweite (Abstand der Knotenpunkte),

φ den Neigungswinkel der Schrägstäbe gegen die Z-Achse,

$\mu = \frac{E\cdot F_d}{v}\cos^3\varphi,\quad \nu = \frac{EF_v}{v}$ und es ist zu berechnen:

$$a = \frac{1}{6} + \frac{D\cdot J_g}{\mu\lambda^3},\quad b = 1 + \frac{P}{2\mu\lambda} + \frac{2\mu+\nu}{3\mu},$$
$$c = \frac{2(2\mu+\nu)}{\mu},$$
$$p = \frac{1}{2}\left(\frac{b}{2a} - 2\right),\quad q = \frac{1}{4a}\sqrt{4ac - b^2},$$
$$\alpha = p + \sqrt{\frac{\sqrt{(p^2-q^2-1) + (2p\cdot q)^2} + (p^2-q^2-1)}{2}}$$
$$\beta = q + \sqrt{\frac{\sqrt{(p^2-q^2-1) + (2p\cdot q)^2} - (p^2-q^2-1)}{2}}$$
$$r = \sqrt{\alpha^2+\beta^2}\quad \cos\psi = -\frac{\alpha}{r},\quad \sin\psi = \frac{\beta}{r},$$
$$\gamma_1 = \frac{1}{3}(\mu-\nu)\lambda - \frac{1}{4}P,\quad \gamma_2 = \frac{1}{2}\mu\lambda\sqrt{4ac-b^2}.$$

Im Fall fehlender Querriegel ist $\nu = 0$ zu setzen.

Als Beispiel sei eine Vergitterung der freien Gurtungen des oben behandelten Stabes untersucht, welche in gekreuzten Schrägstäben aus L-Eisen 80·80·8 im Knotenpunktabstand $\lambda = 150^{\text{cm}}$ ($m = 8$) besteht. Von den Stehblechen ist ein Streifen in Breite des Winkelflansches zur Gurtung zu rechnen. Damit wird

$$F_g = 57{,}5 + 16\cdot 3{,}8 = 118^{\text{cm}^2}$$
$$J_g = 2580^{\text{cm}^4}$$
$$v' = 14{,}6^{\text{cm}}\quad v'' = 5{,}2^{\text{cm}}.$$

Für P ist $2k^r\cdot F_g$ einzuführen. Für $k^r = 2{,}8\,{}^{\text{t}}/_{\text{cm}^2}$ ergeben sich dann die Werte

$$\mu = 79\qquad \nu = 0$$
$$r = 2{,}08\qquad \psi = \pi - 18^\circ$$
$$M_1 = +\,115\,{}^{\text{t}}/_{\text{cm}}\qquad M_3 = +\,95\,{}^{\text{t}}/_{\text{cm}}$$
$$M_2 = -\,113\,{}^{\text{t}}/_{\text{cm}}\qquad M_4 = -\,81\,{}^{\text{t}}/_{\text{cm}}.$$

In der Mitte des Stabes entsteht die Nebenspannung

$$k_1^r = -\frac{81\cdot 14{,}6}{2580} = -\,0{,}46\,{}^{\text{t}}/_{\text{cm}^2}.$$

Diese ist so erheblich, daß die Knickspannung k^r, bei welcher die freie Gurtung in der XZ-Ebene knickt, die Quetschgrenze bei weitem nicht erreicht. Sie dürfte kaum höher als $2{,}6\,{}^{\text{t}}/_{\text{cm}^2}$ liegen. Beachtet man außerdem die oben nachgewiesene Tatsache, daß eine geringe Abweichung der Last aus der Stabachse nach der Seite der kleineren Gurtung die Spannung in dieser ganz erheblich steigert, so wird das oben erwähnte Versuchsergebnis durchaus erklärlich. Ein rechnerischer Nachweis läßt sich natürlich nur bei Kenntnis aller Einzelheiten des Versuchsstabes und aller Umstände, unter denen der Versuch vorgenommen worden ist, erbringen.

Zum Vergleich seien noch die Momente M der vorstehend behandelten Vergitterung, jedoch mit Querriegeln in jedem Knotenpunkt, bestehend aus L-Eisen 80·80·8, berechnet. Es ergibt sich:

$$\mu = 79\qquad \nu = 264$$
$$r = 4{,}85\qquad \psi = \pi - 8^\circ$$
$$M_1 = +\,14{,}70\,{}^{\text{t}}/_{\text{cm}}\qquad M_3 = 1{,}9\,{}^{\text{t}}/_{\text{cm}}$$
$$M_2 = -\,5{,}8\,{}^{\text{t}}/_{\text{cm}}\qquad M_4 = -\,1{,}0\,{}^{\text{t}}/_{\text{cm}}.$$

Die Ueberlegenheit der Anordnung mit Querriegeln ist offensichtlich. Dagegen ist die Anordnung von solchen in jedem zweiten Knotenpunkt mindestens nicht günstiger, eher ungünstiger als eine solche ohne Querriegel. Bei Stäben des oben behandelten Querschnittes empfiehlt es sich, auf die Vergitterung durch Schrägstäbe in der XZ-Ebene der freien Gurtung ganz zu verzichten und nur Bindebleche mit Querschotten anzuordnen.

Kriegsliste der deutschen Normalprofile für Walzeisen zu Bauzwecken.

(Nach Angabe des Stahlwerks-Verbandes in Düsseldorf.)

Die schon im Frieden als zweckmäßig und im Interesse aller Beteiligten liegende Beschränkung der Zahl der Normalprofile erweist sich angesichts des Krieges als eine Notwendigkeit. Von einer Vereinfachung des Walzprogramms darf bis zu einem gewissen Grade eine Beseitigung der jetzt bestehenden Lieferungsschwierigkeiten von Eisen aller Art erwartet werden. Im Einverständnis mit Vertretern der Konstruktionsfirmen ist daher eine Auswahl aus den bestehenden Normalprofilen getroffen worden, auf die sich die Verbraucher in Zukunft in ihrem eigenen Interesse beschränken müssen. Die getroffene Auswahl wird in erster Linie den Bedürfnissen der Konstruktionsfirmen gerecht, trägt aber auch denen anderer Verbraucher, wie Waggonfabriken und Maschinenbauanstalten, Rechnung.

Die Anfertigung besonderen Zwecken dienender Spezialprofile wird dabei nach wie vor erfolgen. Es muß aber den Abnehmern solcher Profile überlassen bleiben, sich wegen der Lieferung mit den Werken zu verständigen.

Für Neukonstruktionen sind hinfort nur die nachstehend aufgeführten Profile zu verwenden. Spezifikationen, die nach dem 10. Januar 1917 eingereicht werden, dürfen nur die in der Liste aufgeführten Profile enthalten.

1. I-Eisen.

Nr. 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55.

2. U-Eisen.

Nr. 6½, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 23½, 26, 30 sowie die Waggonbauprofile.

3. Gleichschenklige Winkeleisen.

Es werden unverändert beibehalten die Profile mit Schenkellänge von 25—70 mm, ferner die mit 80, 90, 100, 120, 130, 150 und 160 mm.

4. Ungleichschenklige Winkeleisen.

Die ungleichschenkligen Winkeleisen werden beschränkt auf 50×30, 60×40, 75×50, 65×100, 65×130, 80×120, 80×160, 100×150, 100×200.

5. Hochstegige ⊥-Eisen.

Die Anfertigung wird beschränkt auf 30, 40, 50, 60, 80, 100 mm hohe Profile.

6. Breitflanschige ⊥-Eisen.

Die Anfertigung wird beschränkt auf 80×40, 100×50, 120×80, 160×80, 180×90, 200×100.

7. Z-Eisen
8. Quadranteisen
9. Zoreseisen
} fallen fort.

10. Flacheisen bis 160 mm.

Es werden geliefert Breiten von 20—60 mm in allen gewünschten Abstufungen, darüber hinaus nur Breiten von 70, 80, 90, 100, 130 und 150 mm.

11. Universaleisen.

160—200 mm in Abstufungen von 10 mm, über 200 bis 500 mm in Abstufungen von 20 mm, über 500 mm in Abstufungen von 50 mm.

Kleine Mitteilungen.

Angelegenheiten des Vereins.

Versammlungsbericht.

Vereinsversammlung vom 13. Dezember 1916.
Vors.: Herr Schleyer. Schriftf.: Herr Kanold.
Anwesend: 14 Mitglieder und Gäste.

An Stelle des ausscheidenden Herrn Stadtbaurats Bock wird Herr Reg.- und Baurat Maschke „ohne besonderes Amt" in den Vorstand gewählt. — Der Vorstand wird ermächtigt, über die Veräußerung entbehrlicher Inventarstücke selbständig zu befinden. — Der Vorschlag des Vorstandes, dem Mitteleuropäischen Verband akademischer Ingenieur-Vereine beizutreten, wird abgelehnt, weil man der Ansicht ist, daß nicht das Bestehen der Diplomprüfung allein die Zugehörigkeit zu dem Verbande rechtfertige, sondern daß tüchtige Leistungen in der Praxis als gleichwertig zu erachten seien, wie es in unsern Vereinssatzungen und in der künftigen Aufnahmeordnung des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieurvereine vorgesehen sei. — Den von letzterm aufgestellten Leitsätzen für die Neuorganisation des Verbandes, insbesondere dem Grundsatz, daß derselbe aus einzelnen Mitgliedern bestehen soll, sowie der Aufnahme- und der Ehrenordnung wird im allgemeinen zugestimmt; es wird jedoch noch weitere Beratung empfohlen, die sich voraussichtlich noch so lange hinziehen wird, daß auch die im Felde stehenden Fachgenossen noch daran werden teilnehmen können. — Es folgt der Vortrag des Herrn Geh. Baurats Knoch: „Deutsche Architekten-Kammern, österreichische Zivilingenieur-Kammern und die Kunst." Der Vortragende fordert für die anerkannten Architekten Kammern auf gesetzlichem Boden nach dem Vorbilde der Anwalts- und Aerzte-Kammern. — Herr Arch. Vogel widerspricht mit dem Hinweise, daß es ein eingebürgertes Recht, sich Architekt zu nennen, nirgends gebe. Der Begriff Architekt müsse erst scharf definiert und vom Staat anerkannt werden, was nicht ohne Prüfung abgehe, wenn die Architekten vom Staate Schutz und Leistungen erwarten; man schaffe erst Architekten, dann würden die Kammern von selbst folgen. An der Aussprache beteiligten sich die Herren Schwering, Knoch, Lüer, Schleyer. Mit dem Dank an den Vortragenden schließt die Sitzung um 10¾ Uhr.

Jahresbericht für 1916.

Zu Anfang des Jahres 1916 hatte der Verein:

3 Ehrenmitglieder,
1 korrespondierendes Mitglied,
101 einheimische } ordentliche Mitglieder,
172 auswärtige
4 einheimische } außerordentliche Mitglieder
7 auswärtige

zusammen 288 Mitglieder.

Durch den Tod verlor der Verein folgende vier ordentliche Mitglieder:

Brugsch, Professor in Hannover,
Breiderhoff, Kgl. Baurat in Bochum,
Schulze, Reg.- und Geh. Baurat in Aurich,
Voigt, Kgl. Baurat in Verden (Aller).

Aus dem Verein sind im Jahre 1916 ausgetreten:

21 ordentliche Mitglieder.

In den Verein wurde aufgenommen:

1 ordentliches Mitglied.

Am Schlusse des Jahres 1916 stellte sich die Gesamtzahl der Mitglieder auf 263, nämlich:

3 Ehrenmitglieder,
1 korrespondierendes Mitglied,
248 ordentliche } Mitglieder.
11 außerordentliche } Mitglieder.

Von den 263 Mitgliedern wohnen:

137 in Stadt und Provinz Hannover,
85 in den übrigen preußischen Provinzen,
20 in den übrigen Staaten des Deutschen Reiches,
15 im europäischen Auslande,
6 im außereuropäischen Auslande.

Von unsern Mitgliedern sind 40 zu den Fahnen einberufen. Soweit uns bekannt geworden, sind im Jahre 1916 keine Mitglieder vor dem Feinde gefallen oder sonst ihren Verwundungen erlegen.

Im Jahre 1916 hielt der Verein sechs Versammlungen ab; darin hielten Vorträge: Herr Geheimrat Prof. Schleyer: „Saloniki und seine Baudenkmäler"; Herr Privatdozent Dr Habicht: „Balthasar Neumann; neuere Forschungen"; Herr Stadtbaurat Wolf: „Die planmäßige Gestaltung der heutigen Großstadt"; Herr Eisenbahndirektionspräsident a. D., Wirkl. Geh. Oberbaurat Schwering: „Deutschland und Neugriechenland"; Herr Professor Schönhöfer: „Die Bauausführung der eisernen Brücken"; Herr Geh. Baurat Knoch: „Deutsche Architektenkammern, österreichische Zivil-Ingenieurkammern und die Kunst". — Im Sommer fand eine Besichtigung der im Bau befindlichen Talbrücke bei Bielefeld statt, anschließend ein kurzer Besuch der Stadt Bielefeld.

Von einer Neuwahl des Gesamtvorstandes für 1917 wurde wegen des Krieges abgesehen. Es ist nur an Stelle des Herrn Stadtbaurats Bock Herr Reg.- und Baurat Maschke in den Vorstand gewählt worden.

Mitgliederverzeichnis.

(Am 1. Januar 1917.)

Postadresse: *An den Vorstand des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.*

Gestiftet: 1851.

Rechte der juristischen Persönlichkeit verliehen durch Reskript des vormaligen Königlich Hannoverschen Ministeriums des Innern vom 3. März 1858.

Zum Verbande deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine gehörig seit dessen Gründung im Jahre 1871.

Vorstand.

(Gewählt am 17. Dezember 1913.)

1. Vorsitzender: Geh. Baurat, Prof. **W. Schleyer**, Alleestr. 4.

Stellvertreter des 1. Vorsitzenden: Reg.- und Baurat **Mangelsdorff**, Eichstr. 4.

Schriftführer: Reg.-Baumeister a. D., Dr.-Ing. **U. Hölscher**, Dozent a. d. Techn. Hochschule, Alleestr. 16.

Stellvertreter des Schriftführers: Prof. **Kanold**, Brahmsstr. 4.

Bibliothekar: Prof., Dr.-Ing. **Michel**, Alleestr. 20.

Ohne besonderes Amt: Reg.- und Baurat **Maschke**, Simsonstr. 2. Magistratsbaurat **de Jonge**, Rumannstr. 1 A.

Kassen- und Rechnungsführer: Geheimer Baurat **Nessenius**, Scharnhorststr. 20.

Vergnügungs-Ausschuss.

Fehlt z. Zt.

Schriftleiter der Vereins-Zeitschrift.

Geh. Baurat, Prof. **W. Schleyer**, Alleestr. 4.

Ehren-Mitglieder.

1. **Forrest**, Ehren-Sekretär des Instituts der Zivil-Ingenieure, London.
2. **Launhardt**, Dr.-Ing., Geh. Reg.-Rat, Prof. a. d. Techn. Hochschule, Hannover, Bödekerstr. 29.
3. **Schroeder**, Wirkl. Geh. Rat, Dr.-Ing., Exzellenz, Berlin W, Kalckreuthstr. 3 II.

Korrespondierende Mitglieder.

1. **v. Willmann, L.**, Geh. Baurat, Prof. a. d. Techn. Hochschule, Darmstadt, Martinstr. 86.

Ordentliche Mitglieder.

a. Einheimische.

1. **Aengeneyndt**, Magistratsbaurat, Berthastr. 8 p.
2. **Anders**, Dipl.-Ing., Polizeibauinspektor, Stolzestr. 27 p.
3. **Barkhausen, G.**, Geh. Reg.-Rat, Prof. a. D., Oeltzenstr. 26.
4. **Becker, K.**, Kgl. Baurat, Ferd.-Wallbrecht-Str. 31.
5. **Behrens**, Stadtbaurat, Linden, Beethovenstr. 4.
6. **Bock, A.**, Stadtbaurat, Direktor der städtischen Kanalisation und Wasserwerke, Fundstr. 1 C III.
7. **Bölte**, Dr.-Ing., Reg.- und Baurat, Hammersteinstr. 7 II.
8. **Börgemann**, Architekt, Marienstr. 19.
9. **Bohne, H.**, Dipl.-Ing., Gretchenstr. 7.
10. **Bokelberg, O.**, Reg.-Baumeister, Schiffgraben 19.
11. **Brandes, P.**, Architekt, Odeonstr. 17.
12. **Bühring, E.**, Architekt, Eichstr. 16.
13. **Damm, L.**, Polizeibauinspektor, Reg.-Baumeister a. D., Kirchrode, Elisabethstr. 5.
14. **Danckwerts**, Geh. Baurat, Prof. a. d. Techn. Hochschule, Eichstr. 15.
15. **Demmig, E.**, Architekt, Meterstr. 2 A.
16. **Dolezalek**, Dipl.-Ing., Prof. a. d. Techn. Hochschule, Kloster Wennigsen bei Hannover.
17. **Eilmann, Hans**, Reg.-Baumeister, Podbielskistr. 348 I.
18. **Fettback**, Reg.-Baumeister, Andertensche Wiese 20.
19. **Franke, A.**, Kgl. Baurat, Fundstr. 7.
20. **Franzius, O.**, Staatsbaurat a. D., Prof. a. d. Techn. Hochschule, Lister Kirchweg 17.
21. **Frings**, Dipl.-Ing., Architekt, Kniggestr. 8.
22. **Fröhlich**, Stadtbaurat, Linden, v. Alten-Allee.
23. **Fuhrberg**, Reg.- und Baurat, Wolfstr. 2.
24. **Funk, W.**, Kgl. Baurat, Weinstr. 14.
25. **Fusch, Th.**, Architekt, Heinrichstr. 37.

26. **Geb**, Professor, Architekt, Leopoldstr. 7.
27. **Grastorf, R.**, Ingenieur, Lemförderstr. 12.
28. **Habicht, Kurt**, Dr., Privatdozent, Allmersstr. 8 III.
29. **Halmhuber, G.**, Geh. Reg.-Rat, Prof. a. d. Techn. Hochschule. Kniggestr. 7.
30. **Hecht**, Architekt, Ferdinandstr. 22 B.
31. **Heise, H.**, Kgl. Baurat, Bödekerstr. 59.
32. **Hickfang**, Dipl.-Ing., Reg.-Baumeister, Warmbüchenstr. 18 III
33. **Hillebrand, E.**, Kgl. Baurat, Haarstr. 8.
34. **Hölscher, U.**, Dr.-Ing., Reg.-Baumeister a. D., Dozent a. d. Techn. Hochschule, Alleestr. 16.
35. **Hotopp, L.**, Dr.-Ing., Geh. Baurat, Prof. a. d. Techn. Hochschule, Bödekerstr. 69.
36. **de Jonge**, Magistratsbaurat, Reg.-Baumeister a. D., Rumannstr. 1 A.
37. **Kaiser, H.**, Reg.-Baumeister, Sedanstr. 17.
38. **Kanold, P.**, Prof. a. d. Techn. Hochschule, Brahmsstr. 4.
39. **Kellermann**, Dipl.-Ing., Reg.-Baumeister, Dreyerstr. 2 A.
40. **Kellner, Max**, Architekt, Oeltzenstr. 17 II.
41. **Kiecker, O.**, Dipl.-Ing., Reg.-Baumeister, Klagesmarkt 31.
42. **Kiel**, Oberbaurat, Yorckstr. 10 II.
43. **Kiepert**, Dr., Geh. Reg.-Rat, Prof. a. d. Techn. Hochschule, Herrenhäuser Kirchweg 20.
44. **Kneebusch**, Dipl.-Ing., Architekt, Bessemerstr. 20.
45. **Knoch, A.**, Geh. Baurat, Waldhausen, Heuerstr. 28.
46. **Körting**, Gasanstalts-Direktor, Waldhausen, Brunestr. 7.
47. **Lorenz, E.**, Architekt, Georgsplatz 9.
48. **Lutz, F.**, Architekt, Kestnerstr. 8 II.
49. **Magunna**, Landesbaurat, Ellernstr. 22.
50. **Mangelsdorff**, Reg.- und Baurat, Eichstr. 4.
51. **Martens**, Stadtbauinspektor, Linden, Davenstedter Str. 6 II.
52. **Maschke**, Reg.- und Baurat, Simsonstr. 2 (Emmerberg).
53. **Meffert, O.**, städt. Baumeister, Edenstr. 30 A.
54. **Michel**, Dr.-Ing., Prof. a. d. Techn. Hochschule, Alleestr. 20.
55. **Michelsohn, H.**, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor, Bödekerstr. 82 I.
56. **Mohr**, Dipl.-Ing., Reg.-Baumeister, Dieckmannstr. 4 A.
57. **Mohrmann**, Geh. Baurat, Prof. a. d. Techn. Hochschule, Herrenhäuser Kirchweg 17.
58. **Morin**, Reg.-Baumeister, Emmerberg 26 I.
59. **Müller, C.**, Dr., Prof. a. d. Techn. Hochschule, Brahmsstr. 4.
60. **Müller, Jul.**, Architekt, Georgspalast, Zimmer 67/68.
61. **Muttray, W.**, Oberbaurat, Weserstrombaudirektor, Friederikenplatz 1 II.
62. **Nessenius**, Geh. Baurat, Landesbaurat, Scharnhorststr. 20.
63. **Nußbaum, Chr.**, Prof. a. d. Techn. Hochschule, Yorckstr. 5.
64. **Oppermann**, Reg.-Baumeister, Podbielskistr. 336.
65. **Orthaus**, Dipl.-Ing., Polizeibauinspektor, Bodenstedtstr. 8.
66. **Otzen, Robert**, Prof. a. d. Techn. Hochschule, Blumenhagenstr. 10.
67. **Overbeck**, Geh. Baurat, Heinrichstr. 39.
68. **Rabbow, F.**, Dr.-Ing., Zivil-Ingenieur, Theodorstr. 12 I.
69. **Rautenberg, O.**, Geh. Baurat, Weinstr. 4 I.
70. **Recken**, Reg.- und Baurat, Wiesenstr. 22.
71. **Riehn, W.**, Geh. Reg.-Rat, Prof. a. D., Taubenfeld 19 I.
72. **Sander**, Reg.-Baumeister, Freiligrathstr. 11.
73. **Sasse, A.**, Architekt, Linden, Blumenauerstr. 28 A.
74. **Schädtler**, Architekt, Arnswaldtstr. 31 III
75. **Scheele, E.**, Landesbaurat, Waldhausen, Brandestr. 40.
76. **Scheele, W.**, Landesbaumeister, Waldhausen, Zentralstr. 28.
77. **Schleyer**, Geh. Baurat, Prof. a. d. Techn. Hochschule, Alleestr. 4.
78. **Schütz**, Reg.-Baumeister, Liebigstr. 29 I.
79. **Schwering**, Eisenbahndirektionspräsident, Wirkl. Geh. Oberbaurat, Ellernstr. 5.
80. **Siebern**, Prov.-Konservator, Landesbaumeister, Ubbenstr. 6 A.
81. **Stüber, Wilhelm**, Architekt, Kleefeld, Kirchröderstr. 106.
82. **Taaks, O.**, Dr.-Ing., Kgl. Baurat, Marienstr. 10 A II.
83. **Theidel, H.**, Dipl.-Ing., Zivil-Ing., Linden, Beethovenstr. 10.
84. **Tovote**, Zivil-Ingenieur, Königstr. 33.
85. **Usadel**, Architekt, Ellernstr. 4.
86. **Visarius**, Baurat, Emmerberg 23 I.
87. **Vogel**, Architekt, Friedenstr. 3.
88. **Wegener**, Architekt, Ostermannstr. 4.
89. **Weidlich, E.**, Stadtbaurat und Reg.-Baumeister a. D., Bödekerstr. 28.
90. **Weise, B.**, Architekt, Scharnhorststr. 18.
91. **Wendebourg, E.**, Architekt, Ostermannstr. 6 I.
92. **Willmer, G.**, Ingenieur, Waldhausen, Hildesheimer Chaussee 1.
93. **Wolf, P.**, Stadtbaurat, Haarstr. 4 a.
94. **Zisseler**, Eisenbahn-Bauinspektor z. D., Gr. Aegidienstr. 12.

b. Auswärtige.

1. **Augustin, H.**, Dipl.-Ing., Reg.-Baumeister, Charlottenburg, Goethestr. 28/29 II.
2. **Bätjer, Fr.**, Reg.-Baumeister, Minden i. W., Kampstr. 10.
3. **Becker**, Dipl.-Ing., Sterkrade, Steinbrinkstr. 47.
4. **Birk, A.**, Professor a. d. deutschen Techn. Hochschule in Prag, Dejwitz b. Prag.
5. **Bischoff, Th.**, Direktor der Schaftlach-Gmunder Eisenbahn, Tegernsee.
6. **Blakesley, John H.**, Ingenieur, London, Victoria Street, 53, Westminster S. W.
7. **Bönig**, Ingenieur, Wandsbeck, Ahrensburgerstr. 29.
8. **Brauer, E.**, Kgl. Baurat, Allenstein, Kaiserstr. 23.
9. **Breusing**, Geh. Ober-Baurat, Präsident der Königl. Eisenbahndirektion, Saarbrücken.
10. **Brüning**, Kgl. Baurat, Göttingen, Rosdorfer Weg 28.
11. **Bruns, H.**, Professor, Hildesheim, Almsstr. 10.
12. **Brusch, F. W.**, Dipl.-Ing., Oberingenieur, Dortmund, Teichstr. 1.
13. **Busch**, Kgl. Baurat, Hildesheim, Krähenberg 20 III.
14. **Capelle**, Reg.- und Baurat, Sorau (N.-L.), Am Bahnhof 1 a.
15. **Carling, W.**, Ing., Stadt-Baudirektor, Norrköping (Schweden).
16. **Claußen, F.**, Staatsbaurat, Vorstand des Hafenbauamts, Bremerhaven, Neuer Hafen 2.
17. **Crauel**, Dipl.-Ing., Berlin SW, Großbeerenstr. 57 A p.
18. **Delion**, Geh. Baurat, Elbing, Johannisstr. 12 I.
19. **Diestel**, Reg.- u. Geh. Baurat, Berlin W 30, Nachodstr. 3.
20. **Dreeßen, E.**, Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D., Berlin W-Schöneberg, Eisenacherstr. 69 II. r.
21. **Dubois, R.**, Dipl.-Ing., Reg.-Baumeister, Straßburg i. E.
22. **Ehlers, P.**, Kgl. Baurat, Professor, Zoppot, Kolbathstr.
23. **Eichentopf**, Kgl. Baurat, Köln, An der Münze 8.
24. **Elwitz, E.**, Dipl.-Ing., Ingenieurbureau, Düsseldorf, Jülicherstraße 23.
25. **Enders**, Reg.-Baumeister a. D., Frankfurt a. M., Thüringerstr. 55.
26. **Engelken**, Reg.-Baumeister, Karlsruhe, Vincentiusstr. 2.
27. **Espinosa, A.**, Zivil- und Maschinen-Ingenieur, Prof. a. d. Ingenieur-Schule, Lima (Peru), Calle de San Sebastian 127.
28. **Fein, A.**, Geh. Baurat, Köln a. Rh., Bremerstr. 10.
29. **Fischbach, J.**, Dipl.-Ing., Reg.-Baumeister, Hersfeld.
30. **Fischer, Th. H. J.**, Reg.- und Baurat, Angerburg i. Ostpr., Bahnhofstr. 5.
31. **Frankenberg, W.**, Architekt, Northeim i. Hann.
32. **Frey, O.**, Stadtbaurat, Göttingen, Lotzestr. 13 E.
33. **Gaßmann, A.**, Reg.- und Baurat, Münster i. W., Gerichtsstr. 6

34. **Gloystein**, Kgl. Baurat, Celle.
35. **Goltermann**, Reg.- und Baurat, Wiesbaden, Biebricherstr. 34 I.
36. **Gravenhorst**, Landes-Bauinspektor, Posen W 3, Hohenstaufenstraße 12.
37. **Grevemeyer, D.**, Reg.- und Geh. Baurat, Köln-Deutz, Constantinstr. 1.
38. **Grüning**, Reg.-Baumeister, Cuxhaven, Kirchenpauerstr. 7.
39. **Gsell, M.**, Dr.-Ing., Architekt, Stettin, Torneyerstr. 16/17 C.
40. **Hanstein**, Dipl.-Ing., Reg.-Baumeister, Hameln, Falkenstr. 3/4.
41. **Hartmann, W.**, Reg.- u. Geh. Baurat, Trier, Marienstr. 9 II.
42. **Hass, W. C.**, Dipl.-Ing., Ingenieur b. d. Staatseisenbahnen in Niederl.-Indien, Bandjar (W. L.), Java.
43. **Heinemann, K.**, Reg.- und Baurat, Uelzen, Hoeftstr. 14.
44. **Heins, H.**, Reg.-Baumeister, Rheinbrohl b. Neuwied a. Rh., Hauptstr. 114.
45. **Henke, F.**, Kgl. Baurat, Landes-Bauinspektor a. D., Goslar, Klaustorpromenade 28.
46. **Hensel**, Kgl. Baurat, Hildesheim, Boysenstr. 2.
47. **Hermes, C.**, Direktor der städtischen Gas-, Wasser- und Kanalwerke, Siegen.
48. **Hess**, Landesbauinspektor, Hildesheim, Boysenstr. 3.
49. **Heubach, M.**, Reg.-Baumeister, Berlin-Südende, Parkstr. 22.
50. **Hinrichs, H.**, Architekt, Hameln a. d. W., Groeningerstr. 1.
51. **Hinz, A.**, Baumeister, Unna i. W.
52. **Hirsch**, Geh. Baurat, Prof. a. d. Techn. Hochschule, Aachen, Nizza-Allee 97.
53. **Hoffmann, R.**, Baurat, Ostrowo in Posen.
54. **Holtvogt**, Reg.-Baumeister, Minden i. W., Königstr. 75.
55. **Huhn**, Dipl.-Ing., Königshütte (O.-S.), Tempelstr. 37 II.
56. **Ilić, Michael, W.**, Ingenieur, Belgrad (Serbien).
57. **Jaenigen, E.**, Geh. Baurat, Wiesbaden, Taunusstr. 72.
58. **Jahr**, Dipl.-Ing., Reg.-Baumeister, Minden i. W., Hahlerstraße 41 p.
59. **Jenner, F.**, Senator, Göttingen, Am weißen Stein 19.
60. **Jöhrens, Adolf**, Reg.-Baumeister a. D., Höchst a. M., Luciusstr. 9.
61. **Jöhrens, E.**, Reg.-Baumeister a. D., Essen (Ruhr), Kronprinzenstr. 24.
62. **Jordan, H.**, Dr.-Ing., Kaiserl. Baurat, Straßburg i. E., Fridolinstr. 2.
63. **Kampf**, Stadt-Baurat, Lüneburg, Schifferwall 4.
64. **Kattentidt**, Architekt, Hameln a. d. W., Bahnhofstr. 40.
65. **Kellner, C.**, Dipl.-Ing., Oberingenieur der städtischen Licht- und Wasserwerke, Braunschweig, Kl. Burg 19.
66. **Köhncke, H.**, Ober-Ingenieur, Bremen, Contrescarpe 130.
67. **Krafft, Friedr.**, Architekt, Göttingen, Prinzenstr. 4.
68. **Krüger, Franz A.**, Architekt, Lüneburg.
69. **Labes**, Geh. Baurat, Berlin W 50, Bambergerstr. 58.
70. **Lehmberg, Chr.**, Kreis-Baumeister, Braunschweig, Gliesmaroderstr. 8.
71. **Leon, Alfons**, Dr.-Ing., Prof., Wien XVIII, Währingergürtel 67.
72. **Löwe**, Reg.-Baumeister, Verden a. d. A., Andreaswall 20.
73. **Marcus, H.**, Dr.-Ing., Oberingenieur, Breslau, Wölfistr. 17.
74. **May, E.**, Stadtbaurat, Kgl. Reg.-Baumeister a. D., Ludwigshafen.
75. **Meyer, H.**, Kgl. Baurat, Lingen a. d. Ems.
76. **Meyer, Gustav**, Geh. Baurat, Berlin-Friedenau, Kirchstr. 28.
77. **Meyer, W.**, Reg.- u. Baurat, Lüneburg, Schlachthausstr. 11
78. **Meyer, W.**, Stadtbaumeister, Jüterbog, Goethestr. 6.
79. **Mialaret, J.**, Architekt, Hauptlehrer a. d. Akademie der bildenden Künste, Maastricht, Breedestr. 11.
80. **Modersohn, C.**, Stadt-Baurat a. D., Münster i. W., Graelstr. 12.
81. **Möller, M.**, Geh. Hofrat, Professor, Braunschweig, Geysostr. 1.
82. **Möllering, A.**, Stadtbauinspektor, Hagen i. W., Frankfurterstraße 29.
83. **Müller, Gerh.**, Reg.- und Baurat, Berlin NW 52, Alt-Moabit 139/142.
84. **Müller, Paul**, Dr.-Ing., Ingenieur, Dortmund, Ostwall 24.
85. **Mursa, Ulrico**, Engenheiro de Canpanhia Docas, Santos (Brasilien).
86. **Narten**, Landesbaumeister, Stade.
87. **Neumann, R.**, Eisenb.-Ingenieur, Halle a. d. S., Röntgenstr. 6.
88. **Nitsch**, Ingenieur, Krakau in Galizien, ul Kolejowa 18.
89. **Offermann, C.**, Reg.- u. Geh. Baurat, Buenos Aires, Legacion Alemana.
90. **Pagenstecher**, Landesbaumeister, Osnabrück.
91. **Papke, E.**, Reg.- und Geh. Baurat, Posen, Wittelsbacherstraße 3 II.
92. **Pegelow, F. W. H.**, Direktor der Stockholm-Westeras-Bahn Stockholm, Wesegatan 7.
93. **Pilgrim, H.**, Dr.-Ing., Rechnungsrat der Württ. Staatseisenbahnen, Stuttgart, Azenbergstr. 36
94. **Popovic, Svetozar**, Inspektor der serbischen Staatsbahnen, Belgrad in Serbien.
95. **Popp, A.**, Ingenieur, Düsseldorf, Alexanderplatz 15.
96. **Pustau**, Reg.- u. Baurat, Frankfurt a. M., Beethovenstr. 25 II
97. **Quentell, C.**, Baurat, Düsseldorf, Cecilien-Allee 54.
98. **Ramisch**, Professor, Breslau 16, Kaiserstr. 88 I.
99. **Rathkamp, W.**, Architekt, Göttingen, Gronertorstr. 1.
100. **Rode, H.**, Dipl.-Ing., Berlin W 15, Uhlandstr. 28 IV., Gartenhaus.
101. **Rohlfs, H.**, Eisenbahn-Bau- u. Betriebsinspektor, Köln a. Rh., Vorgebirgstr. 11 II.
102. **Ruchholtz, E.**, Dipl.-Ing., Bureauchef der Abteilung Brückenbau der Gutehoffnungshütte, Sterkrade, Hüttenstr. 11.
103. **Sarre**, Wirkl. Geh. Oberbaurat, Präsident des Eisenbahn-Zentralamts, Berlin W 9, Potsdamerplatz 4/6.
104. **Sauerwein**, Geh. Baurat, Harburg, Eißendorferstr. 9.
105. **Schacht**, Reg.- und Baurat, Saarbrücken 2, Triererstr. 12 II.
106. **Schack**, Reg.-Baumeister, Breslau, Lohestr. 58 I.
107. **Schade, E.**, Dipl.-Ing., Reg.-Baumeister, Hildesheim, Hohnsen 7.
108. **Schilling**, Kgl. Baurat, Lünen (Lippe), Parkstr. 15.
109. **Schleyer, W.**, Reg.-Baumeister, Spandau, Kaiserstr. 16.
110. **Schlöbcke**, Kgl. Baurat, Lüneburg, Vor dem Neuentore 3.
111. **Schmiedel, O.**, Ober-Ingenieur, Buenos-Aires, Casilla de correo 152.
112. **Schönfeld**, Eisenbahn-Direktor, Lippstadt.
113. **Schrader, A.**, Reg.- und Baurat, Essen (Ruhr).
114. **Schrader**, Kgl. Baurat, Heiligenstadt (Eichsfeld).
115. **Schütz**, Dr.-Ing., Reg.-Baumeister, Berlin-Pankow, Tirolerstr. 39 I.
116. **Schwidtal**, Reg.- und Baurat, Kassel, Humboldtstr. 29 I.
117. **Seevers, H.**, Stadtbaurat, Hildesheim, Mozartstr. 20.
118. **Sievers**, Reg.- und Baurat, Wilmersdorf b. Berlin, Kaiserplatz 16 II.
119. **Sikorski, Tadeus**, Professor, Krakau in Galizien, Universität.
120. **Stahl**, Ingenieur, Gut Vegesacksholm b. Riga.
121. **Stapelmann, E.**, Dipl.-Ing., Reg.-Baumeister, Dortmund, Heiligerweg 54.
122. **Steuernagel**, Dipl.-Ing., Reg.-Baumeister, Köln a. Rhein, Weidenbach 16.
123. **Stock, B.**, Ingenieur, Gr. Lichterfelde, Unter d. Eichen 92.
124. **Storck**, Reg.- u. Baurat, Münster i. W., Wolbeckerstr. 44 I.
125. **Strebe**, Landesbaumeister, Goslar, Georgenberg 3.
126. **Suadicani**, Ober- u. Geh. Baurat, Steglitz b. Berlin, Ringstr. 56 II
127. **Süßapfel**, Kgl. Baurat, Perleberg.
128. **Swain, George F.**, Professor of Civil Engineering Graduate School of Applied Science, Harvard-University, Cambridge, Boston.
129. **Sympher**, Dr.-Ing., Ministerialdirektor, Wirkl. Geh. Oberbaurat, Berlin W 66, Wilhelmstr. 80.

130. **Taurel, Luis F.**, Ingenieur, Buenos Aires, Calle Piedad 2549.
131. **Thürnau, K.**, Dr.-Ing., Reg.-Baumeister, Hemfurth (Waldeck).
132. **Tzschirntsch**, Dipl.-Ing., Reg.-Baumeister, Charlottenburg, Pestalozzistr. 8 II.
133. **Uhthoff**, Baurat, Aurich, Ziegelstr. 6.
134. **Vater, A.**, Reg.- und Baurat, Erfurt, Bismarckstr. 17 I.
135. **Vieser, W.**, Dr.-Ing., Ingenieur, Triest, Via del Belvedere 20 p. 14.
136. **Vlachos, Chr.**, Dr.-Ing., Eisenbahn-Ingenieur, Karlsruhe, Adlerstr. 14.
137. **Vogt, W.**, Baurat, Gnesen, Wreschenerstr. 8.
138. **Voiges**, Geh. Baurat, Eigenheim b. Wiesbaden, Eintrachtstr. 2.
139. **Vofs, G.**, Architekt, Hildesheim, Peinerstr. 4.
140. **Wagner, Carl A.**, Dr. phil., Professor, Posen W, Wittelsbacherstr. 2 II.
141. **Wasmann**, Baurat a. D., Lüneburg, Gartenstr. 28.
142. **Wehrmann**, Dipl.-Ing., Perleberg (Bez. Potsdam), Beguinenwiese 3.
143. **Weidmann, O.**, Stadt-Bauingenieur, Stettin, Verwaltungsgebäude, Magazinstraße.
144. **Weinrich**, Reg.-Baumeister, Bramsche (Bez. Osnabrück).
145. **Wening, H.**, Architekt, Hildesheim, Friedrichstr. 8.
146. **Werner, H.**, Reg.-Baumeister a. D., Corbach in Waldeck.
147. **Freiherr v. Westenholz**, Dr., Prof. an der Techn. Hochschule, Stuttgart.
148. **Westphal**, Zimmermeister, Lüneburg.
149. **Wilcke**, Geh. Baurat, Zoppot, Kronprinzenstr. 6 I.
150. **Wilms, Fr.**, Dipl.-Ing., Architekt, Bremen, Am Wall 6.
151. **Wilsmann, A.**, Reg.-Baumeister, Vorstand des Kgl. Hochbauamts, Geestemünde.
152. **Welckenhaar**, Stadt-Baumeister, Goslar.
153. **Wellner, P.**, Architekt, Hameln a. d. W.
154. **Wörner, Ad.**, Ingenieur, Budapest, Arena 102 II.

Außerordentliche Mitglieder.

a. Einheimische.

1. **Falke, A.**, Dipl.-Ing., Fundstr. 2 A I.
2. **Gades**, Dipl.-Ing., Reg.-Bauführer, Mithoffstr. 2.
3. **Henseling, H.**, Dipl.-Ing., Klagesmarkt 23 III.
4. **Sahrmann, E.**, Dipl.-Ing., Gustav Adolfstr. 17.
5. **Wreden, R.**, Dipl.-Ing., Reg.-Bauführer, Friedenstr. 4.

b. Auswärtige.

1. **Baumann, H.**, Dipl.-Ing., Reg.-Bauführer, Geestemünde, Schieferstr. 10.
2. **Bühl**, Dipl.-Ing., Reg.-Bauführer, Diez (Lahn), Bahnhofstraße.
3. **Hallbauer, W.**, Dipl.-Ing., Reg.-Bauführer, Magdeburg, Beaumontstr. 17.
4. **Kosfeld**, Dipl.-Ing., Reg.-Bauführer, Charlottenburg, Leibnizstr. 70, Gartenh. I r.
5. **Mylius**, Dipl.-Ing., Reg.-Bauführer, Berlin-Wilmersdorf, Wilhelmsaue 181 I.
6. **Seyfferth**, Dipl.-Ing., Reg.-Bauführer, Volksdorf (Bez. Hamburg.)

Mitglieder-Stand.

8 Ehren-Mitglieder,
1 korrespondierendes Mitglied,
94 einheimische, 154 auswärtige } ordentliche Mitglieder,
5 einheimische, 6 auswärtige } außerordentliche Mitglieder,
zusammen 268 Mitglieder.

Die Vereinsräume

befinden sich im Künstlerhause, Sophienstr. 2. (Eingang Torweg rechts.)

Die Bibliothek

ist nach der Kgl. Techn. Hochschule überführt und daselbst zu benutzen. Nachricht darüber gibt auf Anfrage der Vorstand.

Die Versammlungen

finden von Mitte Oktober bis Anfang Mai in der Regel am zweiten und vierten Mittwoch jeden Monats, abends 8¼ Uhr, statt.

Drahtseilbahnstützen aus Beton und Eisenbeton.

Von Adolf Bleichert & Co. (Leipzig).

Ursprünglich wurden die Stützen für Tragseile von Drahtseilbahnen nur aus Holz oder Eisen hergestellt. Holzstützen grub man in die Erde ein, oder setzte sie ebenso wie die Eisenstützen auf Fundamente in Mauerwerk oder Beton. Gelegentlich war die Aufgabe gestellt, heiße Asche und Schlacken von den Tragseilen der Drahtseilbahn aus auf Halde zu stürzen, wobei die Stützen mit eingeschüttet wurden. Da hierbei die Gefahr bestand, daß große Teile der Halde in Glut geraten konnten, genügten weder Holznoch Eisenstützen. In anderen Fällen suchte man nach Mitteln, um den Druck des Haldengutes von den Stützen fernzuhalten. Man mauerte dann die Stützen aus Ziegelsteinen auf oder stampfte Betonsäulen gewissermaßen als erhöhte Fundamente, auf die nur kurze eiserne Tragköpfe aufgesetzt wurden. Neuerdings sind für Zementfabriken auch eigentliche Eisenbetonstützen ausgeführt, die die Seile auf Querbalken tragen, wie z. B. in der Drahtseilbahn der Aargauischen Portland-Zementfabrik in Holderbank-Wildegg, deren Entladestation sich im Obergeschoß der Zementfabrik befindet. Die Strecke wird von zwei Eisenbetonstützen gebildet und läuft in einen Stollen ein, in dem die Tragseile durch feste Hängebahnschienen ersetzt sind. Der Stollen geht unter drei Eisenbahngleisen und unter dem ansteigenden Gelände hindurch bis unter den Mergelbruch, wo Füllrümpfe ausgeschossen sind, in die der Mergel von der Bruchsohle aus durch ein Rolloch gefördert wird.

Auf den ersten Blick scheinen viele Vorteile zugunsten der Eisenbetonstütze zu sprechen, namentlich die einfache elegante Form und der Umstand, daß eine Rostgefahr nicht vorhanden ist. Es zeigt sich aber, daß diese Stützen nur da den Wettstreit mit der Eisen- oder Holzstütze aufnehmen können, wo alle Baustoffe bequem zur Hand sind, wie dies bei Zementfabriken der Fall zu sein pflegt, und wo man mehrere Stützen an einem Bauplatz aus denselben Formen herstellen kann. Die Strecke muß dabei bequem zugänglich sein, um die fertigen Stützen an Ort und Stelle bringen zu können. Wo diese Bedingungen nicht vorliegen, und das ist die große Mehrzahl der Fälle, zeigt die Rechnung, daß Betonstützen viel teurer als Eisenstützen werden. Daher wird die Betonstütze auch für die Zukunft nur eine vereinzelte Erscheinung bleiben, die da zur Anwendung gelangen kann, wo die Verhältnisse zu ihrer Anfertigung und Aufstellung außergewöhnlich günstig sind, wie es bei der Drahtseilbahnanlage der Aargauischen Portland-Zementfabrik der Fall war.

Bücherschau.

Bei der Schriftleitung eingegangene, neu erschienene Bücher:

(In diesem Verzeichnis werden alle bei der Schriftleitung eingehenden Bücher aufgeführt; eine Besprechung einzelner Werke bleibt vorbehalten; eine Rücksendung der eingesandten Bücher findet nicht statt.)

Smithsonian Institution, annual report 1914. Washington 1915.

do. War departement 1913. Vol. II. Washington 1913.

do. War departement 1914. Vol. II. Washington 1914.

H. Rieser. Jahrbuch der technischen Zeitschriften-Literatur. Ausgabe 1916 für die Literatur des Jahres 1915. Wien, Berlin 1916. Verlag für Fachliteratur. Preis 4 M.

Aus Natur und Geisteswelt. N. Schmitt. Aufgaben aus der technischen Mechanik. Nr. 558. I. Bewegungslehre, Statik. Nr. 559. Dynamik. Preis je 1,50 M., geb.

Dr.-Ing. H. Fischmann. Die Normalprofile für Formeisen, ihre Entwickelung und Weiterbildung. Düsseldorf 1916. Stahleisen. Preis 10 M.

Carl Friedrich Schinkel. Kriegsdenkmäler aus Preußens großer Zeit. Herausgegeben von Prof. Dr. M. Zimmermann. (Amtl. Veröffentlichung des Schinkel-Museums.) Mit 71 Abb. Berlin 1916. Zirkel-Verlag. Preis 4 M.

Schinkel hat in den Freiheitskriegen eine ähnlich große Zeit verlebt, wie sie unserem Vaterlande heute wieder beschieden ist, die der bildenden Kunst hohe Aufgaben stellt, wenn es gilt das Andenken unserer gefallenen Helden und die Großtaten unseres ganzen Volkes zu ehren. Wenn auch zu erwarten ist, daß die Gegenwart den richtigen Ausdruck in der Denkmalskunst finden wird, so ist es doch willkommen, vergleichen zu können, wie Schinkel, einer der größten Künstler, den Deutschland je gehabt, sich die Lösung dieser Aufgabe gedacht und vielfach ausgeführt hat, wie er Stele, Obelisk, Turm, Pyramide, Säule, Pfeiler, Sarkophag, Kapelle, Halle, Tempel, Nische und Brunnen, Wandgrab, Epitaph, Grabplatte, Tabernakel, Standbild, Gruppe, Denkmal und Denkmalskirche künstlerisch ausgestaltet. Die Veröffentlichung überrascht durch die Fülle von Gedanken, die Schinkel auch auf diesem Sondergebiet entfaltet hat, und ist freudig zu begrüßen; sie wird in weiten Kreisen das Verständnis für die Denkmalskunst vertiefen. Für die würdige Ausstattung hat der Verlag bestens gesorgt. *S.*

Dr.-Ing. L. Reese. Krankheiten und Zerstörungen des Ziegelmauerwerks. Leipzig 1916. Degener. Preis 3,20 M.

Gestützt auf reiche Erfahrungen und ausgedehnte Versuche behandelt Verfasser die Schäden, denen das Ziegelmauerwerk ausgesetzt sein kann, ihre Verhütung und Beseitigung: Salzausblühung, Feuchtigkeit, Frost, Verwitterung, Zerstörung durch Organismen, Feuer und elektrischen Strom. Die Erörterungen erstrecken sich auf alle Arten von Ziegeln, Verblender, Engoben und Glasuren und zwar von der Gewinnung der Rohmaterialien bis zur Verwendung der Steine im Bau einschließlich ihrer Bewährung sowie auf den Einfluß der verschiedenen Mörtel; auch die Verblendung mit Natursteinen wird gestreift. Das Buch enthält eine reiche Fülle von Wissen und dürfte geeignet sein, die selbst in Fachkreisen noch vielfach herrschenden irrigen Anschauungen über Ziegelmaterial richtigzustellen, die nur zu oft bei Lieferungen unliebsame Beanstandungen und schwerwiegende Differenzen herbeiführen; anregend geschrieben, bietet es eine reiche Belehrung aus der Praxis und für die Praxis und kann wärmstens empfohlen werden. *Schl.*

Dr.-Ing. H. Fischmann. Die Normalprofile für Formeisen, ihre Entwickelung und Weiterbildung. Mit 4 Tafeln und 20 Abb. Düsseldorf 1916. Stahleisen. Preis 10 M.

Die Ausgestaltung der Normalprofile ist ebenso Sache des Bauingenieurs, der die Ansprüche festzulegen hat, wie des Walztechnikers, der die Herstellungsweise und die wirtschaftliche Seite zu prüfen hat. Nach erschöpfender Darstellung des bisher Geleisteten gibt der Verfasser eigene Untersuchungen in statisch-konstruktiver Hinsicht und mit Rücksicht auf den Absatz; zum Vergleich verschiedener Reihen sind nicht nur theoretische Erwägungen, sondern auch praktische Beispiele herangezogen. Als wichtiges Ergebnis werden Vorschläge für eine Neuordnung der Winkeleisen gemacht, die nicht mehr nach dem Zwecke ihrer Verwendung in getrennten Reihen geführt werden, sondern in einer einheitlichen Reihe, ferner Aenderungen der T- und [-Profile und eine neue Reihe von I-Profilen, welche bei geringerem Gewicht ein größeres Widerstandsmoment als die bisherigen haben und dadurch ca. 8 % Ersparnis bringen würden. Zahlreiche Tabellen und graphische Darstellungen erläutern die höchst beachtenswerten Vorschläge, denen eine weite Verbreitung zu wünschen ist. *Schl.*

Heinr. Rieser. Jahrbuch der technischen Zeitschriften-Literatur. Auskunft über Veröffentlichungen der technischen Fachpresse nach Sachgebieten. Ausgabe 1916 für die Literatur des Jahres 1915. Berlin und Wien 1916. Verlag für Fachliteratur.

Zum dritten Male erscheint dieser Führer durch das Gebiet der technischen Zeitschriften, gegenüber den Vorjahren verbessert und durch Vermehrung der Zahl der bearbeiteten Zeitschriften erweitert; neu aufgenommen sind Architektur, Hochbau, Städtebau, Wirtschaftstechnik, Mechanik, Statik usw. Ueber den Wert einer derartigen Zeitschriftenschau besteht kein Zweifel; wer sich über die Quellen eines bestimmten Gebietes unterrichten will, findet hier schnell die gewünschte Auskunft. Ein Vorzug des Buches ist, daß es nicht veraltet. Möge es überall die verdiente Anerkennung finden und den Herausgeber veranlassen, auf seiner Bahn fortzuschreiten. *Schl.*

Für die Schriftleitung verantwortlich: Professor W. Schleyer

Druck von Gebrüder Jänecke. Hannover

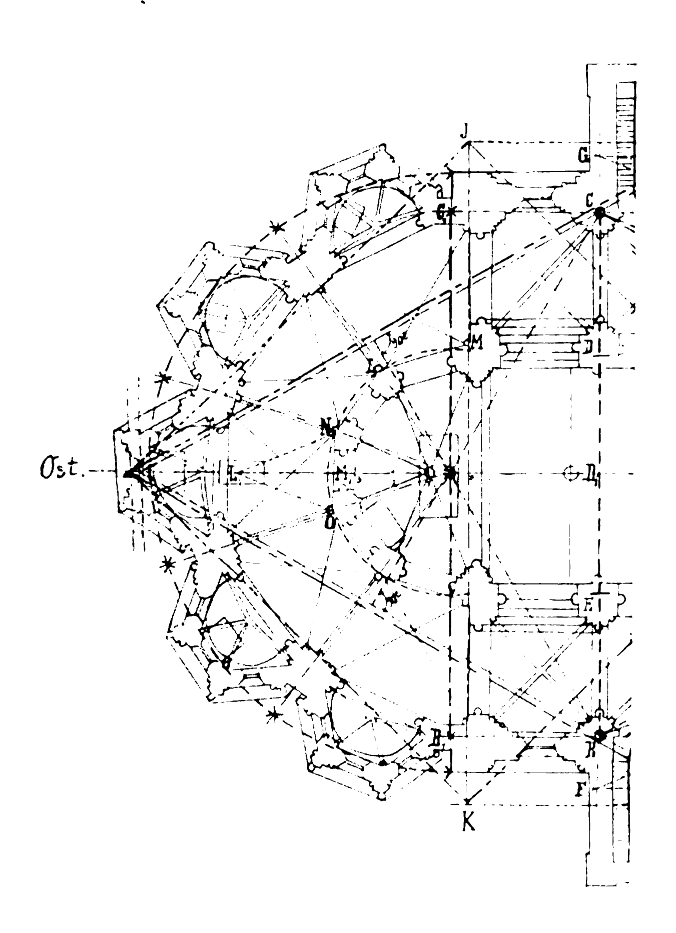


Abb. 1. *Hauptgrundriß.*

ZEITSCHRIFT

für

Architektur und Ingenieurwesen.

Herausgegeben

von dem

Vorstande des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.

Schriftleiter: Geheimer Baurat Professor **W. Schleyer** in Hannover.

Jahrgang 1917. Heft 3.

(Band LXIII. Band XXII der neuen Folge.)

Erscheint jährlich in sechs Heften.

Jahrespreis 22 Mark 60 Pfg.

Der Verkaufspreis der Zeitschrift beträgt im Buchhandel 22.60 Mark, für Mitglieder des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine 14.00 Mark, für Studierende der Technischen Hochschulen 9.60 Mark.

Inhalt:

Wiesbaden.

C. W. Kreidel's Verlag.

1917.

ZEITSCHRIFT
für
Architektur und Ingenieurwesen.

Herausgegeben
von dem Vorstande des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.
Schriftleiter: Professor **W. Schleyer,** Geheimer Baurat.

Jahrgang 1917. Heft 3.
(Band LXIII; Band XXII der neuen Folge.)



Erscheint jährlich in 6 Heften.
Jahrespreis 22,60 Mark.

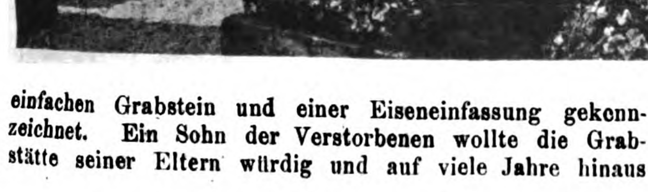
Bauwissenschaftliche Abhandlungen.

Mausoleum Deutschmann.

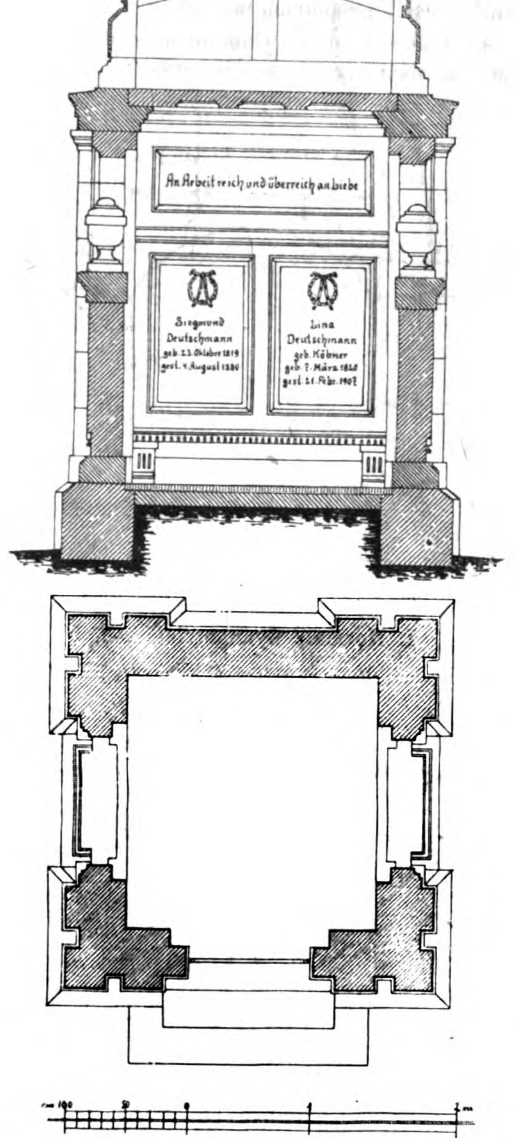
Von Wilh. Rathkamp, Architekt (Göttingen).

Auf dem israelitischen Friedhofe zu Göttingen befand sich ein Doppelgrab, welches 1908 und 1910 belegt ward. Die Grabstätte, 3 zu 3 m groß, war bis 1915 mit einem





einfachen Grabstein und einer Eiseneinfassung gekennzeichnet. Ein Sohn der Verstorbenen wollte die Grabstätte seiner Eltern würdig und auf viele Jahre hinaus dauernd erhalten wissen durch Errichtung eines kleinen Mausoleums.



Im Herbst 1915 wurde mit dem Bau begonnen; Bedingung war, die Särge nicht zu berühren. Ein Betonfundament von 1,60 m Tiefe und 0,60 m Breite wurde von

Unterkante der Särge bis zur Bodenfläche hergestellt, und hierauf der Sockel aus bayrischem Muschelkalkstein von Gerolshausen bei Würzburg versetzt; der Aufbau ist aus rotem Wesersandstein von der Firma G. G. Wigand zu Linse a. d. Weser ausgeführt. Das Dach war in Kupfer geplant, das jedoch wegen der heutigen Kriegslage nicht zu beschaffen war; es mußte deshalb in Zink ausgeführt werden und wurde mit einer Kupferlösung überstrichen. Geliefert hat es die Firma Gebr. Söhlmann in Hannover. Im Innern des Mausoleums sind zwei Tafeln von Granit, welche die Namen der Entschlafenen unter Bronzekränzen tragen, an der Rückwand angebracht, darüber eine weitere mit einem Sinnspruch. Auf den Postamenten der Seitenwände stehen zwei Vasen aus dunklem schwedischen Granit. Die Granitarbeiten sind von der Siegleschen Güterverwaltung, Granit- und Syenitwerke zu Friedenfels (Bayern), die im Innern und im Aeußeren verwendeten Bronzeornamente von der Düsseldorfer Bronzebildgießerei zu Düsseldorf-Oberkassel hergestellt. Die Ausführung des Baues lag in den Händen der Baufirma Conrad Rathkamp & Söhne in Göttingen.

Die gesamten Baukosten betragen einschließlich Herstellung der Zugangswege rund 8000 Mark.

Gleichgewicht und Arbeitsgleichung.

(Neue Anwendungsform derselben zur Auflösung mehrfach statisch unbestimmter Tragwerke.)

Von Dipl.-Ing Leo Lilienfeld.

(Schluß aus Heft 1.)

In weiterer Bestätigung soll die Identität der Endwerte auch in algebraischen Formeln an einem weiteren alltäglichen Beispiele, dem festeingespannten, zweistieligen Rahmen, nachgewiesen werden.

Es soll hier eine symmetrische Gurtformung betrachtet werden, und kann daher bei der Auflösung der Gebrauch von der normalen und verschränkten Symmetrie, auf die sich jede beliebige unsymmetrische Belastung zurückführen läßt, mit Vorteil genommen werden.

(Jene Momente und Belastungen sind positiv, die im Inneren Zugspannungen und Durchbiegungen hervorrufen.)

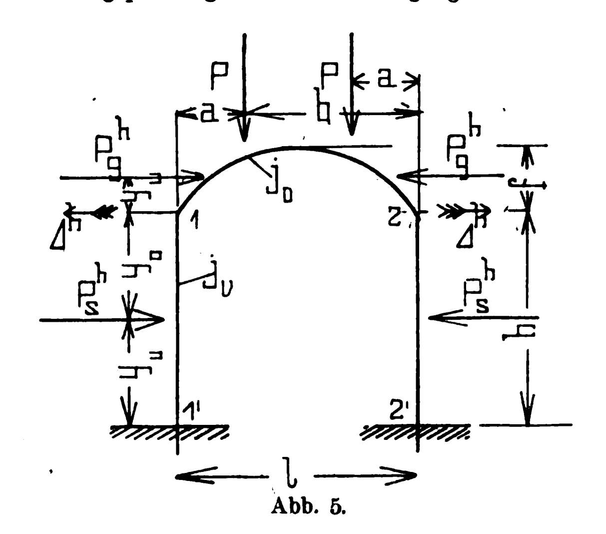


Abb. 5.

I. Normale Symmetrie (Abb. 5).

$$M_2 = M_1 = M^I; \quad M_2' = M_1' = M^{I'};$$
$$\Delta_2^h = -\Delta_1^h = -\Delta^h.$$

Axialkräfte werden vernachlässigt; $ds = dx$; $\Delta t = 0$.
(Nach dem Gleichungssystem III und IV.)

$$1)\quad \frac{l}{J_0} 3 M^I + \frac{h}{J_v}(2M^I + M^{I'}) - \frac{6\mathfrak{H}}{J_0 l} B + \frac{6}{lJ_0} S^I_{\binom{0}{2}} + \frac{6}{J_v h} S^{hI}_{\binom{0}{1'}} + \frac{6E\Delta^h}{h} = 0;$$

$$2)\quad \frac{h}{J_v}(2M^{I'} + M^I) + \frac{6}{J_v h} S^{hI}_{\binom{0}{1}} - \frac{6E\Delta^h}{h} = 0;$$

$$3)\quad \frac{1}{J_0}(M^I A - \mathfrak{H} C + D^I) \pm E\varepsilon t o l - 2E\Delta^h = 0;$$

$$4)\quad \mathfrak{H} = \frac{M^{I'} - M^I}{h} + \frac{1}{h}\sum_0^h P_s^h y_u.$$

Die Elimination von Δ^h erfolgt, indem man die ersten zwei Gleichungen addiert, ferner die zweite Gleichung mit h und die dritte mit -3 multipliziert und wieder addiert.

Es folgen:

$$\frac{3l}{J_0} M^I + \frac{3h}{J_v}(M^I + M^{I'}) - \frac{6\mathfrak{H}}{J_0 l} B + \frac{6}{lJ_0} S^I_{\binom{0}{2}} + \frac{6}{J_v} F^h_{(0)} = 0;$$

$$\frac{h^2}{J_v}(2M^{I'} + M^I) - \frac{3}{J_0}(M^I A - \mathfrak{H} C + D) + \frac{6}{J_v} S^h_{\binom{0}{1}} \mp 3E\varepsilon t o l = 0.$$

Nach Einführung des Wertes für $\mathfrak{H}$, der Bezeichnung $\frac{h}{l}\frac{J_0}{J_v} = \alpha$ und Ordnung:

$$M^I\left(3 + 3\alpha + \frac{6B}{hl^2}\right) + M^{I'}\left(3\alpha - \frac{6B}{hl^2}\right) + \frac{6}{l^2} S^I_{\binom{0}{2}} + \frac{6\alpha}{h} F^h_0 - \frac{6}{l^2} B \frac{1}{h}\sum_0^h P_s^h y_u = 0;$$

$$M^I\left(h\alpha - \frac{3A}{l} - \frac{3C}{hl}\right) + M^{I'}\left(2h\alpha + \frac{3C}{hl}\right) - \frac{3D}{l} + \frac{6\alpha}{h} S^h_{\binom{0}{1}} + \frac{3C}{l}\frac{1}{h}\sum_0^h P_s^h y_u \mp 3EJ_0 \varepsilon t o = 0.$$

Die Gleichungen gelten für beliebige symmetrische Gurtformen ($ds = dx$). Für eine parabolische Begrenzung, wobei $\frac{f}{h} = f'$ gesetzt wird.

$$M^I(3 + 3\alpha + 2f') + M^{I'}(3\alpha - 2f') + \frac{6}{l^2} S^I_{\binom{0}{2}} + \frac{6\alpha}{h} F^h_{(0)} - 2f'\sum_0^h P_s^h y_u = 0;$$

$$M^I\left(\alpha - 2f' - \frac{8}{5}f'^2\right) + M^{I'}\left(2\alpha + \frac{8}{5}f'^2\right) - \frac{3D}{hl} + \frac{6\alpha}{h^2} S^h_{\binom{0}{1}} + \frac{8}{5}f'^2\sum_0^h P_s^h y_u \mp \frac{3EJ_0\varepsilon t o}{h} = 0;$$

$$M^I = -\frac{\left(2\alpha + \frac{8}{5}f'^2\right)\left[\frac{6}{l^2} S^I_{\binom{0}{2}} + \frac{6\alpha}{h} F^h_{(0)} - 2f'\sum_0^h P_s^h y_u\right] + (3\alpha - 2f')\left[\frac{3D}{hl} - \frac{6\alpha}{h^2} S^h_{\binom{0}{1}} - \frac{8}{5}f'^2\sum_0^h P_s^h y_u \pm \frac{3EJ_0\varepsilon t o}{h}\right]}{\underbrace{3\alpha(\alpha + 4f' + 2) + \frac{4}{5}f'^2(1 + 12\alpha)}_{N_1}}.$$

$$M'^I = -\frac{(3 + 3\alpha + 2f')\left[\frac{6\alpha}{h^2} S^h_{\binom{0}{1}} - \frac{3D}{hl} + \frac{8}{5}f'^2\sum_0^h P_s^h y_u \mp \frac{3EJ_0\varepsilon t o}{h}\right] - \left(\alpha - 2f' - \frac{8}{5}f'^2\right)\left[\frac{6}{l^2} S^I_{\binom{0}{2}} + \frac{6\alpha}{h} F^h_{(0)} - 2f'\sum_0^h P_s^h y_u\right]}{N_1}$$

II. Verschränkte Symmetrie (Abb. 6).

$$M_2 = - M_1 = - M^{II}; \; M_2' = - M_1' = - M^{II'};$$

$\Delta_2^h = \Delta_1^h$; $\Delta_2^h - \Delta_1^h = 0$; da auch $\mathfrak{H}$ und D gleich Null sind und $B = A\frac{l}{2}$, verschwindet die Gleichung d) gänzlich; die Bestimmungsgleichungen sind:

$$1) \quad \frac{l}{J_0} M^{II} + \frac{h}{J_v}(2 M^{II} + M^{II'}) + \frac{6}{l J_0} S^{II}_{\binom{0}{2}} + \frac{6}{J_v h} S^h_{\binom{0}{1'}} + \frac{6 E \Delta^h}{h} = 0;$$

$$2) \quad \frac{h}{J_v}(2 M^{II'} + M^{II}) + \frac{6}{J_v h} S^h_{\binom{0}{1}} - \frac{6 E \Delta^h}{h} = 0;$$

$$3) \quad 2 \Sigma P_g^h + 2 \Sigma P_s^h + 2 \frac{M^{II'} - M^{II}}{h} - \frac{2}{h} \Sigma P_s^h y_0 = 0.$$

(Unter ΣP_s^h und ΣP_g^h sind die an einem Ständer bzw. an einer Gurthälfte angreifenden Horizontalkräfte zu verstehen.)

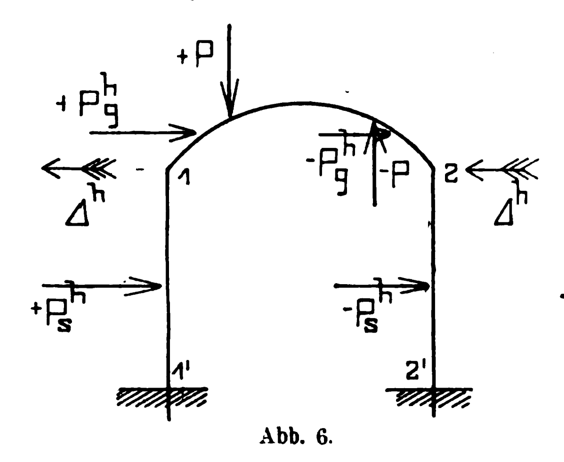


Abb. 6.

Durch Addition der ersten zwei Gleichungen eliminiert sich Δ^h:

$$\frac{l}{J_0} M^{II} + \frac{3h}{J_v}(M^{II} + M^{II'}) + \frac{6}{l J_0} S^{II}_{\binom{0}{2}} + \frac{6}{J_v} F_0^h = 0:$$

$$M^{II} - M^{II'} - (h \Sigma P_g^h + \Sigma P_s^h y_u) = 0;$$

mit der früheren Bezeichnung auch:

$$M^{II}(1 + 3\alpha) + M^{II'} 3\alpha + \frac{6}{l^2} S^{II}_{\binom{0}{2}} + \frac{6}{h} \alpha F^h_{(0)} = 0;$$

$$M^{II} - M^{II'} - (h \Sigma P_g^h + \Sigma P_s^h y_u) = 0;$$

$$M^{II} = - \frac{\frac{6}{l^2} S^{II}_{\binom{0}{2}} + \frac{6}{h} \alpha F^h_{(0)} - 3\alpha(h \Sigma P_g^h + \Sigma P_s^h y_u)}{1 + 6\alpha};$$

$$M^{II'} = - \frac{(1 + 3\alpha)(h \Sigma P_g^h + \Sigma P_s^h y_u) + \frac{6}{l^2} S^{II}_{\binom{0}{2}} + \frac{6\alpha}{h} F^h_{(0)}}{1 + 6\alpha};$$

Da $H^{II'} = \frac{M^{II'} - M^{II}}{h} - \frac{1}{h} \Sigma P_s^h y_0$, so folgt aus Gleichung 3 unmittelbar

$$H^{II'} = - \Sigma P_g^h - \Sigma P_s^h.$$

Die Auswertung der beiden Fälle I und II für verschiedene Belastungsfälle ist in der angefügten Tabelle zusammengestellt.

Mit $f = f' = 0$ ergibt sie auch Werte für den Rahmen mit horizontalem Riegel.

Die Formeln sollen mit Ableitungen nach Castigliano überprüft werden.

a) Symmetrische Belastung der Gurte und gleichmäßige Temperaturänderung. Als Ueberzählige werden gewählt die an beiden Stielen gleichen Fußmomente M' und der Horizontalschub.

$$M_x = M' - Hy + M_0; \quad \frac{\partial M_x}{\partial M'} = 1; \quad \frac{\partial M_x}{\partial H} = - y$$

für gleichmäßige Temperaturänderung ist am Gurt

$$N_t = - H_t \cos\varphi; \quad \frac{\partial N_t}{\partial H_t} = - \cos\varphi.$$

Die Differentialquotienten der Arbeitsgleichung liefern

$$\frac{2}{J_v}\int_0^h M' dy - \frac{2}{J_v}\int_0^h H y\, dy + \frac{2}{J_0}\int_0^{l/2} M' dx - \frac{2}{J_0}\int_0^{l/2} H(h + \eta) dx + \frac{2}{J_0}\int_0^{l/2} M_0 dx = 0;$$

$$\frac{2}{J_v}\int_0^h M' y\, dy - \frac{2}{J_v}\int_0^h H y^2 dy + \frac{2}{J_0}\int_0^{l/2} M'(h + \eta) dx - \frac{2}{J_0}\int_0^{l/2} H(h + \eta)^2 dx + \frac{2}{J_0}\int_0^{l/2} M_0 y\, dx \pm E \varepsilon t o l = 0.$$

Die Integration liefert mit $\alpha = \frac{J_0}{J_v}\frac{h}{l}$.

$$M'(3 + 6\alpha) - H(3h\alpha + 2f + 3h) + \frac{3}{l} F_{(0)} = 0;$$

$$M'(3h\alpha + 2f + 3h) - H\left(2h^2\alpha + 3h^2 + 4hf + \frac{8}{5}f^2\right) + \frac{3}{l}(hF_0 + D) \pm E J_0 \varepsilon t o = 0.$$

$$M' = \frac{\frac{1}{h}(3\alpha + 2f' + 3)\left(\frac{3D}{l} \pm E J_0 \varepsilon t o\right) - \frac{6}{l} F_{(0)} f' \left(1 + \frac{4}{5} f' \alpha\right)}{\underbrace{3\alpha(\alpha + 4f' + 2) + \frac{4}{5} f'^2 (1 + 12\alpha)}_{N_1}}$$

$$H = \frac{1}{h} \frac{\frac{1}{h}(6\alpha + 3)\left(\frac{3D}{l} \pm E J_0 \varepsilon t o\right) + \frac{3}{l} F_{(0)} (3\alpha - 2f')}{N_1},$$

z. B. für gleichförmige Belastung:

$$D = \frac{1}{15} q l^3 f; \quad F_{(0)} = \frac{1}{12} q l^3;$$

$$M' = q l^2 \frac{\frac{\alpha}{4} + \frac{3}{5}\alpha f + 10 f'}{N_1};$$

$$H = \frac{q l^2}{h} \frac{\frac{3}{4}\alpha + \frac{6}{5}\alpha f' + \frac{1}{10} f'}{N_1};$$

gleichmäßige Temperaturänderung:

$$M' = \pm \frac{E J_0 \varepsilon t o}{h} \frac{3\alpha + 3 + 2f'}{N_1};$$

$$H = \pm \frac{E J_0 \varepsilon t o}{h^2} \frac{3 + 6\alpha}{N_1}.$$

Eine vollkommene Identität mit den entsprechenden Formeln der Tabelle ist ersichtlich.

b) Für unsymmetrische Belastung soll die Ueberprüfung an horizontalem Riegel durch Vergleich mit Müller-Breslau erfolgen. Mit $f' = 0$ ergibt die Tabelle:

$$M_2^1 = - \frac{Pab}{2l}\left(\frac{2}{2 + \alpha} \pm \frac{b - a}{l(1 + 6\alpha)}\right);$$

$$H = \frac{Pab}{2lh} \frac{3}{2 + \alpha}.$$

Nach Müller-Breslau (neuere Methoden):

$$z_0 = \frac{h' h}{l + 2h'}; \quad h' = \frac{h J_0}{J_v} = \alpha l \quad \text{damit } z_0 = h \frac{\alpha}{1 + 2\alpha};$$

$$X = \frac{3\,P a b}{2\,h\,(2\,l + h')} = \frac{P a b}{2\,l h} \cdot \frac{3}{2 + \alpha};$$

$$Z = \frac{P a b}{2\,(l + 2\,h')} = \frac{P a b}{2\,l} \cdot \frac{1}{2\,\alpha + 1};$$

$$Y = \frac{P a b}{2} \, \frac{\frac{1}{3}\left(\frac{l}{2} - a\right)}{\frac{l^2}{12}(l + 6\,h')} = \frac{P a b}{l} \, \frac{b - a}{l^2\,(1 + 6\,\alpha)}.$$

$$M_2' = -\,P\left(X z_0 + Z \pm Y \frac{l}{2}\right);$$

$$= -\,\frac{P a b}{l}\left[\frac{3\,h\,\alpha}{2\,h\,(1 + 2\,\alpha)(2 + \alpha)} + \frac{1}{2\,(1 + 2\,\alpha)} \pm \frac{b - a}{2\,l\,(1 + 6\,\alpha)}\right];$$

$$= -\,\frac{P a b}{2\,l}\left[\frac{1}{1 + 2\,\alpha}\left(\frac{3\,\alpha}{2 + \alpha} + 1\right) \pm \frac{b - a}{l\,(1 + 6\,\alpha)}\right];$$

$$= -\,\frac{P a b}{2\,l}\left[\frac{2\,(1 + 2\,\alpha)}{(2 + \alpha)(1 + 2\,\alpha)} \pm \frac{b - a}{l\,(1 + 6\,\alpha)}\right];$$

$$M_2' = -\,\frac{P a b}{2\,l}\left[\frac{2}{2 + \alpha} \pm \frac{b - a}{l\,(1 + 6\,\alpha)}\right].$$

Eine vollkommene Identität ist auch hier bewiesen. Die einfache, rasch zum Ziele führende Handhabung soll noch an einem in das Gebiet der innerlich und äußerlich statisch unbestimmter Systeme zählenden Beispiel gezeigt werden, das, in Abb. 7 dargestellt, einer neuesten Ausführung in Eisenbeton entnommen ist. Die kompliziert scheinende Lagerungs- und Systemart, die das Schema für die theoretische Untersuchung (Abb. 8) abgibt, ist teils auf konstruktive Gründe zurückzuführen, teils und dies im größeren Maße auf die Behebung von Bedenken, die von verschiedenen Seiten mit verschiedenen, hemmenden Tendenzen gegen diese Ausführung mit bedeutenden Abmessungen und Belastungen erhoben wurden.

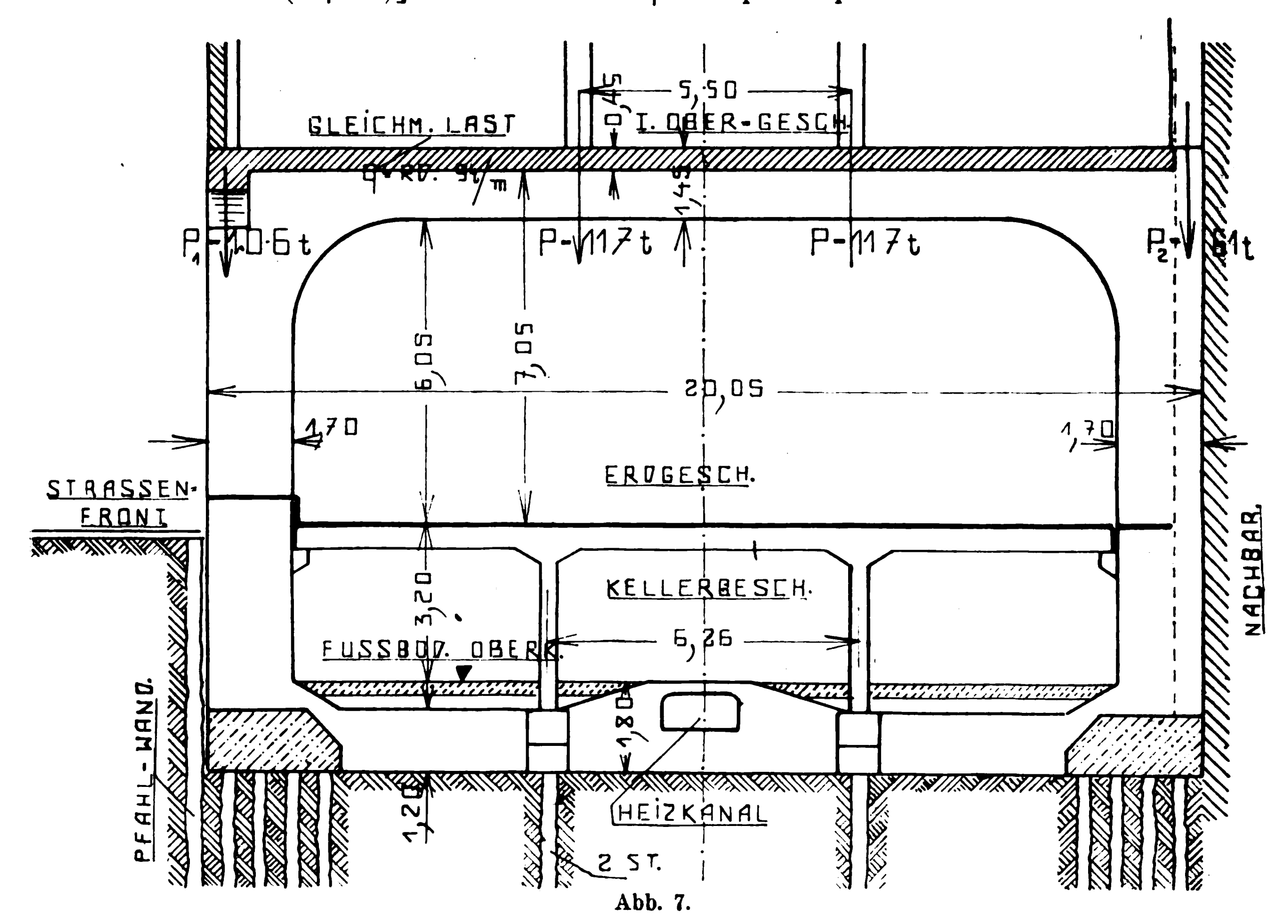


Abb. 7.

Zur Klärung und Begründung des Systems sollen einige dem Leser vielleicht nicht uninteressante Angaben vorausgeschickt werden. Die Plankenbaugesellschaft in Mannheim errichtet ein mehrgeschossiges Geschäftshaus, in welchem der Eisenbeton häufige Anwendung finden soll, und zieht zum bauleitenden Architekten auch einen beratenden Ingenieur, den Bureauinhaber K. in Darmstadt, heran, von dem sie über zwei Fragen Klarheit und Antwort erwartet.

Die erste betraf die Fundierungsart, die zweite die Ueberwindung einer Stützweite von 20 m einer Verkaufshalle im Erdgeschosse, wo die Auflasten sämtlicher oberen Geschosse aufzunehmen waren. Die Größe dieser bedeutenden Belastung erhellt aus den Angaben der Abb. 7.

Die Frage der Fundierung entschied der Berater auf Grund eingeholter Preisofferten zugunsten von patentierten Stampf-Betonpfählen — leider mit dem unerwünschten Erfolg einer bei der Ausführung sich einstellenden, das Angebot erheblich überschreitenden Kostspieligkeit und Langsamkeit des Arbeitsvorganges.

Die Frage des Tragsystems entschied er in Eisenbeton vorerst durch die Wahl eines festeingespannten (!) Rahmens mit Zugband in Höhe der Kellerdecke und Einspannung am Ständerfuß, also im Bankett der Betonpfähle. Das Zugband, das in den relativ schwachen Unterzügen der Kellerdecke untergebracht werden sollte, erforderte einen nutzbaren Eisenquerschnitt von rund 230 qcm pro Binder.

Die Unternehmung, welche die Fundierung besorgte, verlangte eine biegungslose Beanspruchung ihrer nicht armierten Pfähle und schlug einen Zweigelenkrahmen vor, mit Zugband in Kellerdecke oder am Stielfuße, wobei sie die Ausbildung der häufig im Betonbau üblichen Gelenke als bloße Eisenkreuzung oder eine Verdollung für hinreichend fand. Verlangt war auch eine zentrische Lage des Gelenkmittelpunktes gegenüber dem Schwerpunkte der, das Auflager bildenden Pfahlgruppe, die konstruktiv im vorliegenden Falle kaum erreichbar wäre.

In diesem Stadium erhielt der Verfasser das Projekt zur Bearbeitung und verwarf sämtliche Vorschläge, da sie einer statischen Kritik keinen Stand hielten und einem guten Zwecke keine Vorteile boten. War einerseits die Annahme der festen Einspannung eine verfehlte Willkür und statische Verirrung, andererseits eine Gelenkwirkung bei so erheblichen Auflasten fragwürdig, so bot in beiden Fällen ein Zugband in Kellerdecke einen hohen Materialaufwand und eine in der statischen Wirkung recht unklare Verbindung mit der Kellerdecke zu einem neuen, vom rechnerischen recht abweichenden Systeme; dies letztere galt auch für eine Verlegung des Zugbandes an die Stielfüße, wodurch die Wirkung als zweistieliger Rahmen und die Zentrierung der Gelenke fragwürdig erschien.

Geboten war vielmehr die Vermeidung einer biegungsfesten Einwirkung auf die Pfähle und die Wahl einer schubfreien Konstruktion; beides ergab den Entwurf des Verfassers: eines geschlossenen Kastens mit durch Konsolen aufliegender Kellerdecke.

Da nun für die Kellerstützen eine schwache Pfählung in der Mitte des unteren Riegels und für die erheblichen Stieldrücke (je rund 430 t) am Ende je eine zahlreiche Pfahlgruppe vorgesehen war, wurden Bedenken recht vager

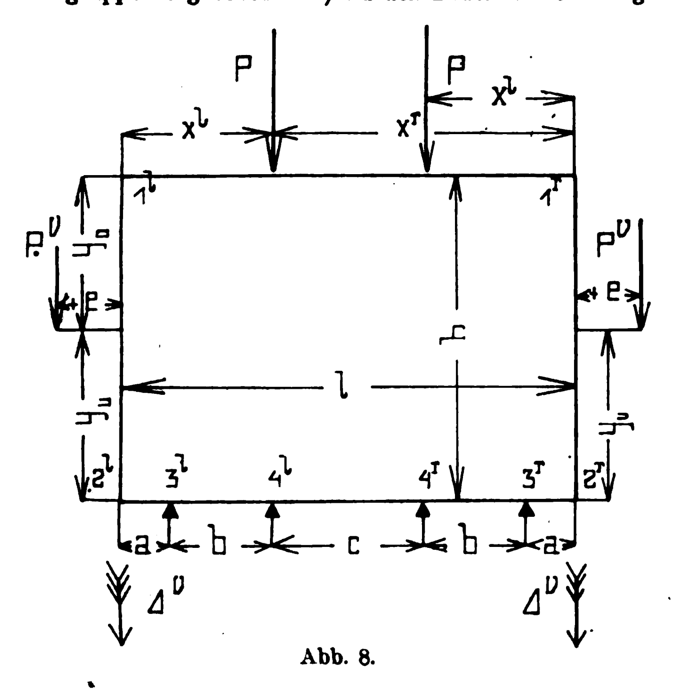


Abb. 8.

Art erhoben, zu deren Beseitigung der sicherste und kürzeste Weg war: die wirklich auftretenden Stützungen, also zwei in der Mitte und am Ende zwei exzentrisch gegenüber den Stielachsen verschobene Stützpunkte in die Rechnung einzuführen und nach dem sich einstellenden Momentenverlauf auch den Rahmen zu bemessen. Daß die Mittelstützen dabei, im Gegenteil zu einem der erhobenen Bedenken, gerade negative, durch die Lasten der Kellerstützen aufgehobene, Auflagerdrücke erhielten, war nur erfreulich.

Ein letzter Hemmungsversuch, der eine stärkere Setzung der vielen Randpfähle gegenüber den mittleren befürchtete, wurde als letztes Glied in der Kette ebenfalls durch Nachprüfung der möglichen Grenzen und eine entsprechende Bemessung behoben.

Der Entwurf fand jedenfalls den vollsten Beifall des erwähnten Beraters, da er nach Fertigstellung der Konstruktionszeichnung in einem selbstverfaßten und vorgelegten Zeugnis sich von der Bauherrin „eine ganz hervorragende“ Ingenieurleistung bestätigen ließ.

Die Einfachheit der umständlich erscheinenden Berechnungen eines fünffach statisch unbestimmten Systems soll mit Hilfe der Zerlegungsmethode gezeigt werden.

Jene Momente sind positiv, welche im Inneren Zugspannungen hervorrufen.

P bezeichnet Lasten des oberen Riegels; P^v exzentrische Lasten am Stiele; G das Eigengewicht desselben; axiale Dehnungen werden vernachlässigt. Mit Rücksicht auf die Symmetrie des Tragsystems wird die Belastung auf zwei symmetrische Fälle zurückgeführt.

I. Normale Symmetrie.

Die Knoten 1, 2 (l und r) können nur eine vertikale gleiche Senkung Δ^v erleiden. Die mit gleichen Zahlen bezeichneten Stellen weisen gleiche Werte auf, z. B.:

$$M_1^r = M_1^l = M_1; \quad M_2^r = M_2^l = M_2 \quad \text{usw.}$$

Die Gleichheit der Biegewinkel (1, 1a) in den Knoten 1, 2, 3, 4 liefert:

$$1) \quad \frac{h}{J_v}(2M_1 + M_2) + \frac{3l}{J_0}M_1 + \frac{6}{J_v h}S^v_{\binom{0}{2}} + \frac{6}{J_0 l}S^I_{\binom{0}{1r}} = 0.$$

$$2) \quad \frac{h}{J_v}(2M_2 + M_1) + \frac{a}{J_u}(2M_2 + M_3) + \frac{6}{J_v h}S^v_{\binom{0}{1}} + \frac{6E\Delta^v}{a} = 0.$$

$$3) \quad \frac{a}{J_u}(2M_3 + M_2) + \frac{b}{J_u}(2M_3 + M_4) - \frac{6E\Delta^v}{a} = 0.$$

$$4) \quad \frac{b}{J_u}(2M_4 + M_3) + \frac{c}{J_u}3M_4 = 0.$$

Hinzu die Gleichgewichtsbedingung am Knoten 2):

$$\Sigma V = 0 \quad \text{oder:}$$

$$5) \quad A^{0l} + \Sigma P^v + G = \frac{M_3 - M_2}{a}.$$

Durch Addition der 2. und 3. Gleichung eliminiert sich Δ^v. Im folgenden wird zur Abkürzung gesetzt:

$$\frac{h}{l}\frac{J_0}{J_v} = \alpha; \quad \frac{h}{a}\frac{J_u}{J_v} = \beta; \quad \frac{b}{a}\frac{b+2c}{2b+3c} = \gamma.$$

Die ersten drei Gleichungen liefern:

$$\alpha(2M_1 + M_2) + 3M_1 + \frac{6}{l^2}S^I_{\binom{0}{1r}} + \frac{6}{h^2}\alpha S^v_{\binom{0}{2}} = 0;$$

$$\beta(2M_2 + M_1) + 3(M_2 + M_3) + \frac{b}{a}(2M_3 + M_4) + \frac{6\beta}{h^2}S^v_{\binom{0}{1}} = 0;$$

aus der Gleichung 5) folgt:

$$M_3 = M_2 + a(A^{0l} + \Sigma P^r + G)$$

$$\text{und } M_2 + M_3 = 2M_2 + a(A^{0l} + \Sigma P^* + G),$$

aus der Gleichung 4) folgt:

$$M_4 = -M_3\frac{b}{2b+3c}$$

$$\text{und } 2M_3 + M_4 = 3M_3\frac{b+2c}{2b+3c} = 3\frac{b+2c}{2b+3c}[M_2 + a(A^{0l} + \Sigma P^v + G)].$$

Nach Einführung dieser Werte und Ordnung:

$$M_1(2\alpha + 3) + M_2\alpha + \frac{6}{l^2}S^I_{\binom{0}{1r}} + \frac{6}{h^2}\alpha S^v_{\binom{0}{2}} = 0;$$

$$M_1\beta + M_2(2\beta + 3\gamma + 6) + 3a(1+\gamma)(A^{0l} + \Sigma P^v + G) + \frac{6\beta}{h^2}S^v_{\binom{0}{1}} = 0;$$

$$M_1 = -\frac{6\cdot(2\beta+3\gamma+6)\left(\frac{\alpha}{h^2}S^{v}_{\binom{0}{2}}+\frac{1}{l^2}S^{I}_{\binom{0}{1r}}\right)-\frac{6\beta\alpha}{h^2}S^{v}_{\binom{0}{1}}-3a\alpha(1+\gamma)(A^{0I}+\Sigma P^{v}+G)}{\underbrace{(2\alpha+3)(2\beta+3\gamma+6)-\alpha\beta}_{N^I}};$$

$$M_2 = -\frac{(2\alpha+3)\left[3a(1+\gamma)(A^{0I}+\Sigma P^{v}+G)+\frac{6\beta}{h^2}S^{v}_{\binom{0}{1}}\right]-\frac{6\alpha\beta}{h^2}S^{v}_{\binom{0}{2}}-\frac{6\beta}{l^2}S^{I}_{\binom{0}{1r}}}{N^I};$$

z. B. für gleichförmige Belastung des oberen Riegels: $S^{I}_{\binom{0}{1r}} = \frac{1}{24}ql^4$; $A^{0I} = \frac{1}{2}ql$;

$$M_1 = -\frac{ql}{4}\,\frac{l(2\beta+3\gamma+6)-6a\alpha(1+\gamma)}{N^I}; \qquad M_2 = \frac{ql}{4}\,\frac{l\beta-6a(1+\gamma)(2\alpha+3)}{N^I};$$

$$M_3 = M_2 + \frac{aql}{2}; \quad M_4 = -M_3\frac{b}{2b+3c} \quad \text{usw.}$$

Für zwei symmetrische Einzellasten am Riegel: $S^{I}_{\binom{0}{1r}} = Px^l\cdot x^r\frac{l}{2}$; $A^{0I} = P$;

$$M_1 = -\frac{3P}{l}\,\frac{(2\beta+3\gamma+6)x^l\cdot x^r - a\alpha l(1+\gamma)}{N^I}; \qquad M_2 = P\frac{3}{l}\,\frac{\beta\cdot x^l\cdot x^r - al(1+\gamma)(2\alpha+3)}{N^I} \quad \text{usw.}$$

Für zwei exzentrische Stiellasten P^v: $S^{v}_{\binom{0}{2}} = \pm e\left(\frac{y_u^3+y_0^3}{3h}-\frac{y_0^2}{2}\right)$; $S^{v}_{\binom{0}{1}} = \pm P^v e\left(\frac{y_u^2}{2}-\frac{y_u^3+y_0^3}{3h}\right)$.

(Das obere Zeichen für eine äußerlich, das untere für eine innen exzentrisch angreifende Last.)

$$M_1 = -P^v\,\frac{\pm\frac{e\alpha}{h^2}(2\beta+3\gamma+6)\left(2\frac{y_u^3+y_0^3}{h}-3y_0^2\right)\mp\frac{e\alpha\beta}{h^2}\left(3y_u^2-2\frac{y_u^3+y_0^3}{h}\right)-3\alpha a(1+\gamma)}{N^I};$$

$$M_2 = -P^v\,\frac{(2\alpha+3)\left[3a(1+\gamma)\pm\frac{\beta e}{h^2}\left(3y_u^2-2\frac{y_u^3+y_0^3}{h}\right)\right]\mp\frac{e\alpha\beta}{h^2}\left(2\frac{y_u^3+y_0^3}{h}-3y_0^2\right)}{N^I} \quad \text{usw.}$$

II. Verschränkte Symmetrie.

Die Knoten 1^l, 1^r weisen eine (nach links positiv angenommene) horizontale Verschiebung Δ^h auf. Die Knoten 1^l, 2^l eine nach abwärts gerichtete Δ^v, die Knoten 1^r, 2^r eine gleich und entgegengesetzte, also nach aufwärts: $-\Delta^v$. Sodann ist $M_1^r = -M_1^l$, $M_2^r = -M_2^l$, $M_4^r = -M_4^l$ usw.

1) $$\frac{l}{J_0}M_1+\frac{h}{J_v}(2M_1+M_2)+\frac{6}{J_0 l}S^{II}_{\binom{0}{1r}}+\frac{6}{J_v h}S^{v}_{\binom{0}{2}}-\frac{12E\Delta^v}{l}+\frac{6E\Delta^h}{h}=0.$$

2) $$\frac{h}{J_v}(2M_2+M_1)+\frac{a}{J_u}(2M_2+M_3)+\frac{6}{J_v h}S^{v}_{\binom{0}{1}}+\frac{6E\Delta^v}{a}-\frac{6E\Delta^h}{h}=0.$$

3) $$\frac{a}{J_u}(2M_3+M_2)+\frac{b}{J_u}(2M_3+M_4)-\frac{6E\Delta^v}{a}=0.$$

4) $$\frac{b}{J_u}(2M_4+M_3)+\frac{c}{J_u}M_4=0.$$

Die Gleichgewichtsbedingungen:

5) $$A^{0II}+\Sigma P^v-\frac{2M_1}{l}=\frac{M_3-M_2}{a}$$

6) $$\frac{M_2-M_1}{h}\mp\frac{\Sigma P^v_e}{h}=0.$$

Durch Addition der zwei ersten Gleichungen eliminiert sich Δ^h; in der neuen Gleichung ist der Koeffizient von Δ^v $\frac{6E(l-2a)}{al}$; multipliziert man diese Gleichung mit l, die dritte mit $(l-2a)$ und addiert, so eliminiert sich auch Δ^v.

Nach Einführung der Kürzungen:

$$\frac{h}{l}\frac{J_0}{J_u}=\alpha;\quad \frac{a}{l}\frac{J_0}{J_u}=\delta;\quad \frac{J_0}{J_u}\frac{b}{l^2}(3b+2c)=\varepsilon$$

folgt an Stelle der ersten drei Gleichungen und der fünften

$$M_1+3\alpha(M_1+M_2)+3\delta(M_2+M_3)-2\delta^2(2M_3+M_2)+\varepsilon M_3+\frac{6}{l^2}S^{II}_{\binom{0}{1r}}+\frac{6\alpha}{h}F^{v}_{(0)}=0;$$

$$M_3-M_2+\frac{2a}{l}M_1-a(A^{0II}+\Sigma P^v)=0,$$

dabei ist nach Gleichung 4) $2M_3+M_4=M_3\frac{3b+2c}{l-2a}$ gesetzt worden.

Drückt man noch M_2 durch M_1 nach Gl. 6) aus, so folgen abermals zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten:

$$M_1(1+6\alpha+3\delta-2\delta^2)+M_3(3\delta-4\delta^2+\varepsilon)+\frac{6}{l^2}S^{II}_{\binom{0}{1r}}+\frac{6\alpha}{h}F^{v}_{(0)}\pm\Sigma P^v e(3\alpha+3\delta-2\delta^2)=0;$$

$$-M_1\frac{l-2a}{l}+M_3-a(A^{0II}+\Sigma P^v)\mp\Sigma P^v e=0;$$

$$M_1=-\frac{\frac{6}{l^2}S^{II}_{\binom{0}{1r}}+\frac{6\alpha}{h}F^{v}_{(0)}\pm\Sigma P^v e(3\alpha+6\delta-6\delta^2+\varepsilon)+(3\delta-4\delta^2+\varepsilon)a(\Sigma P^v+A^{II}_0)}{\underbrace{1+6\alpha+3\delta-2\delta^2+\frac{l-2a}{l}(3\delta-4\delta^2+\varepsilon)}_{N^{II}}};$$

$$M_3=\frac{(1+6\alpha+3\delta-2\delta^2)[a(\Sigma P^v+A^{0II})\pm\Sigma P^v e]-\frac{l-2a}{l}\left[\frac{6}{l^2}S^{II}_{\binom{0}{1r}}+\frac{6\alpha}{h}F^{v}_{(0)}\pm\Sigma P^v e(3\alpha+3\delta-2\delta^2)\right]}{N^{II}}.$$

Für zwei Einzellasten $A^{0II} = P \frac{l - 2x^l}{l}$; $S^{II}_{\binom{0}{1r}} = P \frac{x^l \cdot x^r}{l} (x^r - x^l)$.

$$M_1^{II} = -P \frac{x^r - x^l}{l^2} \frac{x^l \cdot x^r + al(3\delta - 4\delta^2 + \varepsilon)}{N^{II}}; \quad M_3^{II} = P \frac{x^r - x^l}{l^3} \frac{al^2(1 + 6\alpha + 3\delta - 2\delta^2) - (l - 2a) x^l \cdot x^r}{N^{II}}.$$

Für exzentrische Lasten am Stiele $F^v_{(0)} = \pm P^v \frac{e}{2} (2y_u - h)$.

$$M_1^{II} = -P^v \frac{\pm \frac{3ea}{h}(2y_u - h) \pm e(3\alpha + 6\delta - 6\delta^2 + \varepsilon) + a(3\delta - 4\delta^2 + \varepsilon)}{N^{II}};$$

$$M_3^{II} = P^v \frac{(a \pm e)(1 + 6\alpha + 3\delta - 2\delta^2) \mp e \frac{l - 2a}{l}\left[3\alpha + 3\delta - 2\delta^2 + \frac{3\alpha}{h}(2y_u - h)\right]}{N^{II}}.$$

Durch Zusammenfassung der beiden Fälle ergibt sich für eine unsymmetrische Last jeder gewünschte Wert, z. B.:

$$M^l = \frac{1}{2}(M^I + M^{II}); \quad M^r = \frac{1}{2}(M^I - M^{II}).$$

Demnach für eine linksseitig angreifende Einzellast am oberen Riegel:

$$M_1^l = -P \frac{1}{2l}\left[3 \frac{(2\beta + 3\gamma + 6) x^l \cdot x^r - a\alpha l(1 + \gamma)}{N^I} + \frac{x^r - x^l}{l} \cdot \frac{x^l \cdot x^r + al(3\delta - 4\delta^2 + \varepsilon)}{N^{II}}\right];$$

$$M_1^r = -P \frac{1}{2l}\left[3 \frac{(2\beta + 3\gamma + 6) x^l \cdot x^r - a\alpha l(1 + \gamma)}{N^I} - \frac{x^r - x^l}{l} \frac{x^l \cdot x^r + al(3\delta - 4\delta^2 + \varepsilon)}{N^{II}}\right] \text{ usw.}$$

III. Ungleichmäßige Setzung der Stützen 3, 4.

Die Stütze $3^{l(r)}$ senke sich um Δ_3, die Stütze $4^{l(r)}$ um Δ_4.

Es tritt abermals der Fall der normalen Symmetrie ein; die entsprechend ergänzten Gleichungen sind:

1) $$\frac{h}{J_v}(2M_1 + M_2) + \frac{3l}{J_0} M_1 = 0;$$

2) $$\frac{h}{J_v}(2M_2 + M_1) + \frac{a}{J_u}(2M_2 + M_3) + \frac{6E\Delta^v}{a} - \frac{6E\Delta_3}{a} = 0;$$

3) $$\frac{a}{J_u}(2M_3 + M_2) + \frac{b}{J_u}(2M_3 + M_4) - \frac{6E\Delta^v}{a} + 6E\Delta_3\left(\frac{1}{a} + \frac{1}{b}\right) - \frac{6E\Delta_4}{b} = 0;$$

4) $$\frac{b}{J_u}(2M_4 + M_3) + \frac{c}{J_u} 3M_4 - \frac{6E\Delta_3}{b} + \frac{6E\Delta_4}{b} = 0;$$

5) $$0 = \frac{M_3 - M_2}{a} \text{ oder } M_2 = M_3.$$

Durch Addition der 2. und 3. Gleichung eliminiert sich Δ^v.

Aus der 4. Gleichung folgt:

$$2M_3 + M_4 = \frac{6J_u E(\Delta_3 - \Delta_4)}{(2b + 3c)b} + M_3 3 \frac{b + 2c}{2b + 3c}$$

und damit $M_1(2\alpha + 3) + M_2\alpha = 0$.

$$M_1\beta + M_2(2\beta + 3\gamma + 6) + \frac{18EJ_u(\Delta_3 - \Delta_4)}{a} \frac{b + c}{b(2b + 3c)} = 0;$$

$$M_1 = \frac{18EJ_u(\Delta_3 - \Delta_4)}{ab} \cdot \frac{\alpha}{2b + 3c} \frac{b + c}{N^I};$$

$$M_2 = M_3 = -\frac{18EJ_u(\Delta_3 - \Delta_4)}{ab} \frac{2\alpha + 3}{2b + 3c} \frac{b + c}{N^I}.$$

Die abgeleiteten Formeln lassen sich auch für andere Stützungsarten des Systems anwenden; beispielsweise für eine Stütze in der Mitte, an Stelle der zwei in 4^l und 4^r, ist $c = 0$ und $b = \frac{l}{2} - a$ zu setzen. Entfällt die mittlere Stützung gänzlich, so ist $b = l - a$. Liegen die Endstützen unter den Stielachsen, so ist $a = 0$; ist schließlich das System nur an den Enden und unter den Stielen gestützt, so ist $a = c = 0$, $b = l$.

Für den letzten, einen nur dreifach statisch unbestimmten Fall sind im „Brückenbau 1914", Heft 13, 14, Formeln für verschiedene Belastungen in einer der üblichen, aber, wie ein Vergleich der dabei aufgewendeten Menge an Arbeit und Ableitungen zeigt, wenig zweckentsprechenden Art ermittelt. Bedenkt man, daß dies bereits an einem dreifach statisch unbestimmten System eintritt, und zieht in Erwägung die neueren Versuche mit einem bekannten Hauptfalle, wie sie jüngst etwa im Arm. Bet. 1914*), Heft 4, 5, angestellt wurden, so kommt man schon nach diesen wenigen Beispielen zur anfänglichen Behauptung des Verfassers, über eine zweckmäßige Berechnungsart mehrfach statisch unbestimmter Systeme zurück:

Solche Tragwerke ohne Schaffung eines Hauptfalles und dessen Ueberzähligen stets durch Zerlegung im Elemente aufzulösen. Die Vorteile sind: Wegfall jedweder Wahl von Ueberzähligen, und welcher Ableitungen. Die Bestimmungsgleichungen, stets derselben Art, lassen sich ohne Rücksicht auf das Gesamtgebilde stets nach denselben einheitlichen Schemen anschreiben. Gleichzeitig mit der Ersparnis an Arbeit und Mühe wird an Uebersichtlichkeit und Klarheit in der Auffassung und Verfolgung des Kräftespieles in allen Teilen und in der gegenseitigen Wechselwirkung derselben gewonnen.

Die schwierigsten Tragwerke lassen sich in der Weise berechnen, und die Uebertragung auf innerlich gegliederte Tragwerke bringt die Lösung der Nebenspannungen im Fachwerke.

Die Art, beliebig gelagerte und konstruktiv durchgebildete (geformte) ebene und räumliche Tragwerke theoretisch einwandfrei durch Zerlegung in Elemente, ohne Schaffung eines Hauptfalles zu berechnen, ist erstmalig vom Verfasser angegeben worden; über die Versuche der eingangs erwähnten Kritik, der Zerlegungsmethode ihre Neuheit

*) Während der Druckkorrektur nimmt der Verfasser im „Arm. Bet." 1914 auch eine lange, unter „Zwickelverfahren" betitelte analytische Berechnung kontinuierlicher geradliniger Stabzüge wahr. Dieses „Zwickelverfahren", das zur Prägung einer Originalität die Verdrehung des Tangentenwinkels auf Grund des Mohrschen Satzes über die elastische Linie angibt und sonst bekannte Sätze mathematisch verarbeitet, ist nichts als, dem Inhalte nach, die Zerlegungsmethode des Verfassers in mathematisch geänderter Verkleidung und mit beschränkter Anwendung auf **gerade** Elemente, ohne indeß diese erste Arbeit auch nur zu erwähnen.

abzusprechen, kann man achtlos hinweggehen, indem solche an das Erscheinen jedweder Neuheit stets geheftet sind, und deren Motive in anderen als wissenschaftlichen Brutstellen ihren Werdegang nehmen. Den Gegenbeweis erbrachte sich aber jedenfalls die Kritik selbst. Heißt es doch dort, nach Aufstellung der wirklich „kritischen“ (!), denn unrichtigen Beziehungen an einem Knoten: „Die zuletzt abgeleiteten Formeln sind noch (!) nicht für eine praktische Anwendung geeignet, sie mögen vielmehr lediglich (!) dazu dienen, die gegenseitigen geometrischen (!) Beziehungen der an einem Knotenpunkte angreifenden Kräfte deutlich zum Ausdruck zu bringen.“

Nun — die Anzweiflung einer Problemlösbarkeit ist aber die beste Anerkennung ihrer Neuheit.

„Der Leser mag“ nach Kenntnisnahme der Darlegungen und selbst danach vorgenommener Berechnungen „selber entscheiden“, ob die Zerlegungsmethode durch die Anfechtungen und Auffassung der Kritik in ihrer Richtigkeit und praktischen Verwendbarkeit irgendwelchen Schaden erleidet.

Perspektivkonstruktion nach Projektzeichnungen mittels Reduktionszirkels.

Eine neue Methode.

Von J. H. A. Mialaret, Architekt (Maastricht).

1. Die Anfertigung von Perspektivzeichnungen geschieht ausschließlich durch konstruktive Bestimmung der Abbildungen aller senkrechten, vom Beschauer aus sichtbaren Kanten des Gebäudes; auf den abgebildeten Kanten werden die erforderlichen Höhenpunkte abgesetzt, durch deren Verbindung die horizontalen Linien bestimmt werden.

2. Die senkrechten Kanten ermittelt man mit dem Hauptzirkel, dessen Wirkung sich auf folgenden perspektivischen Satz stützt:

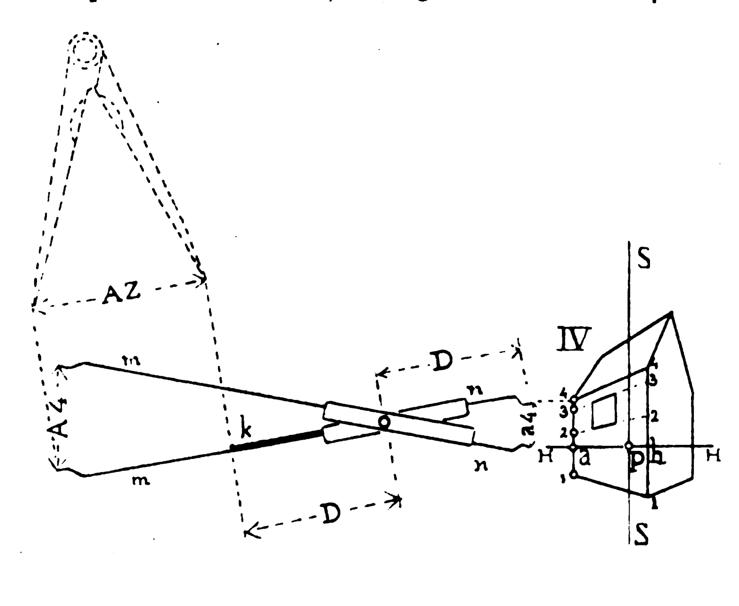
Ist eine Gerade der Bildebene parallel und ihre Perspektive bestimmt, so ergibt sich:

Außerdem stellt man sich durch dasselbe Auge und senkrecht zur Bildebene, eine Vertikalebene vor, welche den unendlichen Raum für den Beschauer in einen rechten und linken Teil trennt.

4. In den vorhandenen Planzeichnungen (Abb. 1) zieht man die folgenden Hilfsgeraden:

Im Grundriß *(III)* die Grundlinie GG, senkrecht darauf die Spur $P^1 S$ der oben erwähnten Trennungsebene. (Der Standort des Beschauers wird nicht gezeichnet.)

Im Aufriß *(I)* den Horizont HH auf der gewählten Horizonthöhe.



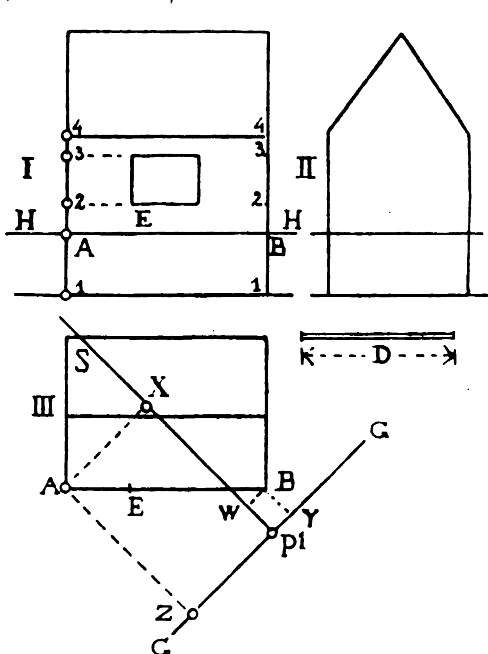


Abb. 1.

$$\frac{\text{Länge der Perspektive}}{\text{Länge der Geraden}} = \frac{\text{Distanz}}{\text{Distanz} + \text{Tiefe der Geraden hinter der Bildebene}},$$

wo „Tiefe“ den Abstand der Geraden von der Bildebene bedeuten soll.

Dieser Satz ist nicht nur gültig für die senkrechten Kanten, sondern auch für alle horizontalen Geraden, welche der Bildebene in casu der Grundlinie parallel sind.

3. Soll nun die Perspektive eines Gebäudes angefertigt werden, so werden selbstverständlich angenommen: die Distanz, die Grundlinie, Schnittlinie der Bildebene mit der Grundebene, der Horizont, Schnittlinie der Bildebene mit einer Horizontalebene, welche durch das Auge des Beschauers geht.

In dem für die Perspektive bestimmten Zeichenfelde *(IV)* eine wagerechte Linie HH als Horizont und durch den Augpunkt P die Spur SS der Trennungsebene.

5. Jetzt kommt der Hauptzirkel (Abb. 2) zur Anwendung, dessen zwei Paar Schenkel scherenartig beweglich sind und ein- und ausgeschoben werden können. Dem einen Paare *(nn)* gibt man vom Zirkeldrehpunkt aus das Längenmaß D der gewählten Distanz. Deshalb werden sie die Distanzschenkel genannt.

6. Will man nun z. B. die Kante A (Abb. 1, $I-III$) abbilden, so gibt man an der anderen Seite des Zirkels den sog. Tiefeschenkeln *(mm)* ein Längenmaß, das der Distanz gleich ist plus Tiefe AZ dieser Kante A hinter der Bildfläche.

Um dieses leicht zu ermöglichen, hat der Zirkel einen Distanzzeiger l, der ebenfalls ein- und ausschiebbar ist und der an seinem freien Ende ein Markierloch k hat. Die Entfernung zwischen dem Zirkeldrehpunkt und dem Markierloch wird dem Distanzmaß gleichgemacht.

Das Tiefenmaß AZ wird nun mit einem gewöhnlichen Stechzirkel als Hilfszirkel aufgenommen, und vom Markierloch k aus auf den Tiefeschenkeln $m\,m$ hinzugefügt. Hierdurch erhält der Hauptzirkel das Verhältnis:

$$\frac{\text{Distanz}}{\text{Distanz} + \text{Tiefe (v. } A)},$$

das richtige Verhältnis also, um die perspektivische Verkürzung für die Kante A durch Reduktion zu ermitteln.

7. Mit dem Hauptzirkel nimmt man nun zuerst im Grundriß das Breitenmaß AX (von der Kante A bis zur Trennungsebene P^1S) in die große Oeffnung. Man denkt

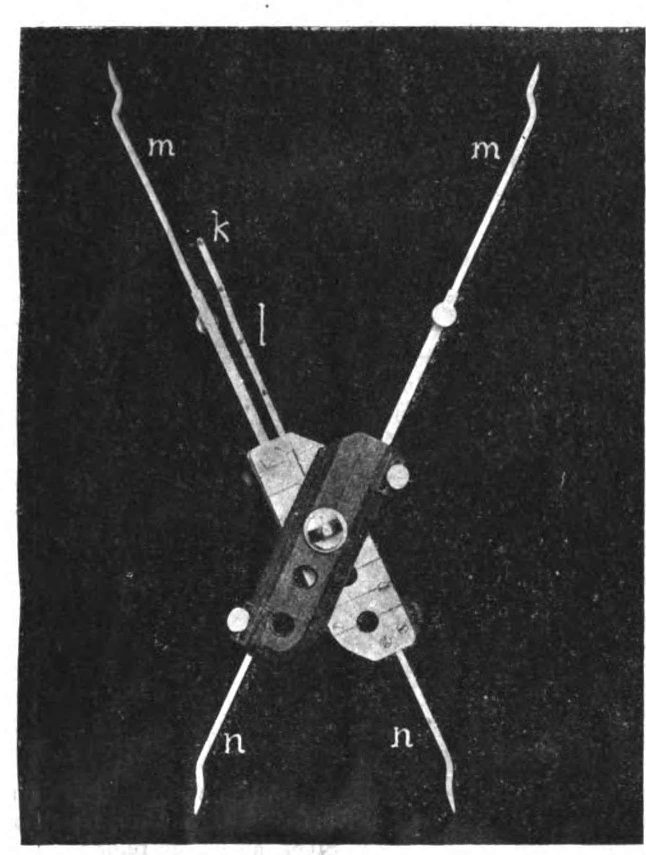


Abb. 2.

sich dabei eine auf Horizonthöhe liegende wagerechte Gerade von A bis zur Trennungsebene. Diese Gerade wird ihre Perspektive von P ab im Horizont haben (Abb. 1, IV), und die Verkürzung wird dabei der Verkürzung der Kante A proportional sein; man erhält sie also in der kleinen Oeffnung des Zirkels. Steckt man (in IV) dieses Maß von P aus nach links auf dem Horizont ab, so erhält man in a einen Punkt der Kante A.

8. Durch a ziehe man eine senkrechte Gerade. Nimmt man weiter vom Aufriß I, vom Horizont aus, Stück für Stück, alle auf A vorkommenden Höhen mit dem Hauptzirkel auf und trägt deren Reduktionen von a aus auf der senkrechten Geraden ab, so erhält man alle Punkte der Kante A im Bilde.

In der Abb. 1 ist die Ausführung für die Strecke $A\,4$ schematisch gezeichnet.

9. Bestimmt man hiernach die Perspektive der Kante B, so muß man die Länge der Tiefeschenkel des Zirkels abändern, ihnen das Längenmaß = Distanz + Tiefe von B geben und dazu so weit zurückschieben, daß die Spitze des neben dem Zeiger gelegenen Schenkels vom Markierloche k aus um das Längenmaß BY hervorragt, und auch den anderen Tiefeschenkel dem ersten gleich machen. Damit ist dann der Hauptzirkel richtig eingestellt, um die Kante B vollständig perspektivisch zu ermitteln.

So wird allmählich das Bild des Gebäudes vollendet.

10. Es ist klar, daß nach der vorstehenden Beschreibung keine Ausführung möglich wäre mit einem größeren Distanzmaße als 15 cm, die größte Länge, welche die Distanzschenkel eines Zirkels nach der Abb. 2 erhalten können.

11. Diese Beschränkung in der freien Wahl des Distanzmaßes wird völlig aufgehoben, wenn man statt durch Stechzirkel die Tiefemaße im Grundriß mittels eines Hilfsreduktionzirkels aufnimmt, wie ihn Abb. 3 darstellt. Dieser sehr einfache, hölzerne Hilfszirkel von

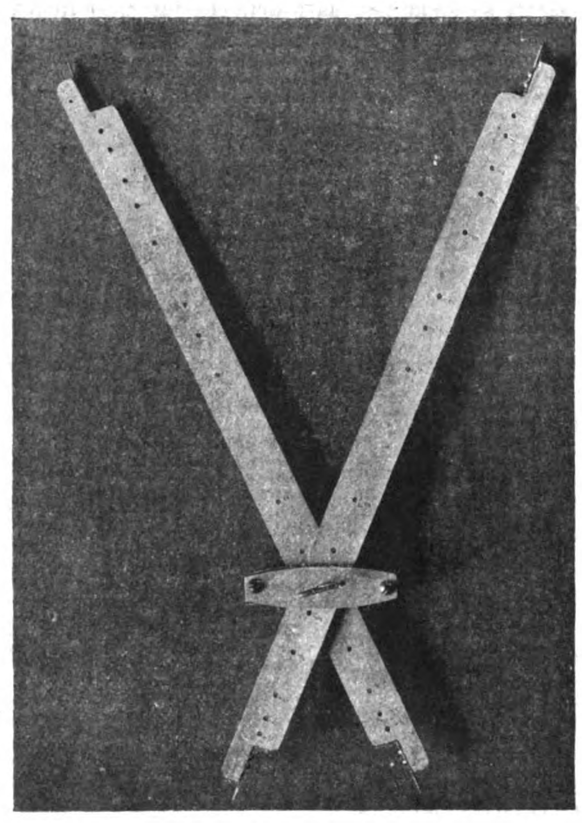


Abb. 3.

ungefähr 40 cm Länge ist nur dazu eingerichtet, um nach dem einfachen Verhältnis $^1/_2$, $^1/_3$ usw. bis $^1/_{10}$, weiter $^2/_3$, $^3/_4$, $^2/_5$ und $^3/_5$ reduzieren zu können.

12. Seine Anwendung wird in Abb. 4 erklärt.

Absichtlich ist dabei dasselbe Gebäudebeispiel wie in Abb. 1 gegeben. Nur soll die Abb. 4 im halben Maßstab von dem der Abb. 1 gezeichnet sein, die dargestellten Planzeichnungen also doppelt so groß sein wie in Abb. 1.

War also in Abb. 1 das Distanzmaß 10,5 cm, so beträgt die Distanz hier 21 cm.

Nachdem, wie im vorigen Beispiel, die Hilfslinien GG, P^1S und HH aufgetragen sind, und 21 cm Distanzlänge gewählt ist, wird der Hilfszirkel eingestellt für Reduktionen nach 1 : 2.

Nach demselben Verhältnis reduziert man nun die Distanzlänge durch Division, erhält also $^{21}/_2 = 10{,}5$ cm und stellt den Hauptzirkel nach diesem reduzierten Distanzmaß ein, d. h. man gibt dem Distanzzeiger und den Distanzschenkeln vom Zirkeldrehpunkte aus 10,5 cm Länge.

Die Ausführung ist weiter der von Abb. 1 ganz ähnlich.

ZEITSCHRIFT
für
Architektur und Ingenieurwesen.

Herausgegeben
von dem Vorstande des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.
Schriftleiter: Professor **W. Schleyer,** Geheimer Baurat.

Jahrgang 1917. Heft 3. (Band LXIII; Band XXII der neuen Folge.)



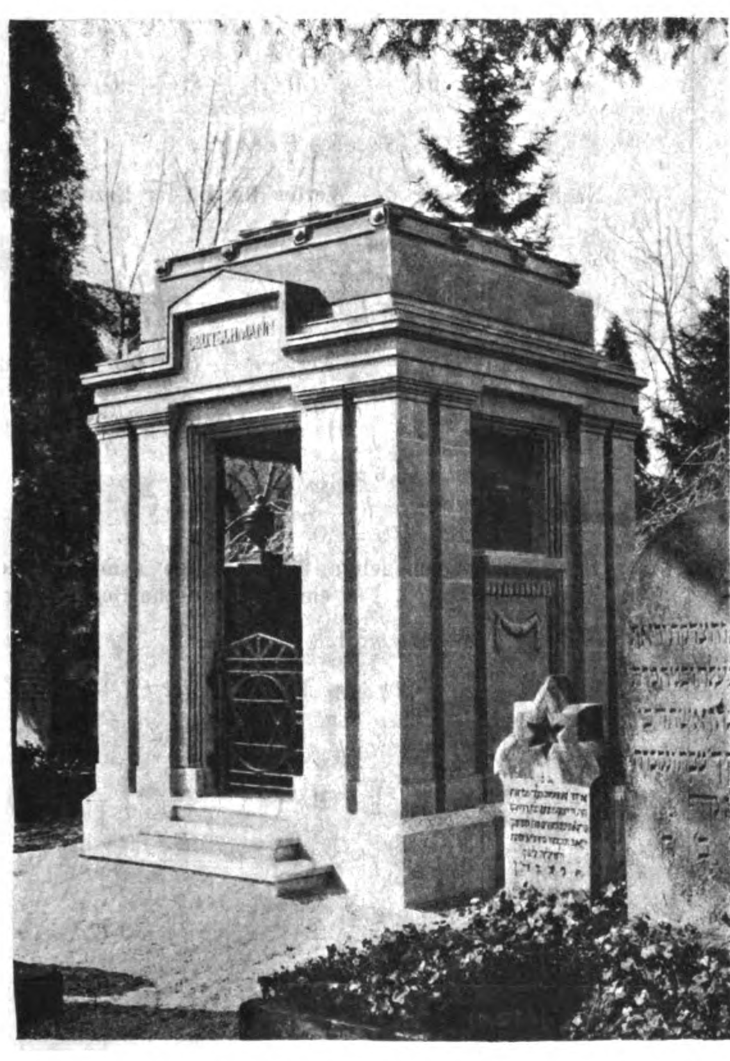
Erscheint jährlich in 6 Heften. Jahrespreis 22,60 Mark.

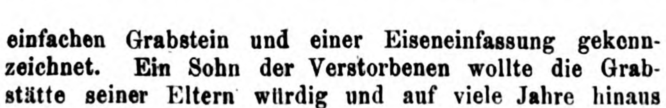
Bauwissenschaftliche Abhandlungen.

Mausoleum Deutschmann.

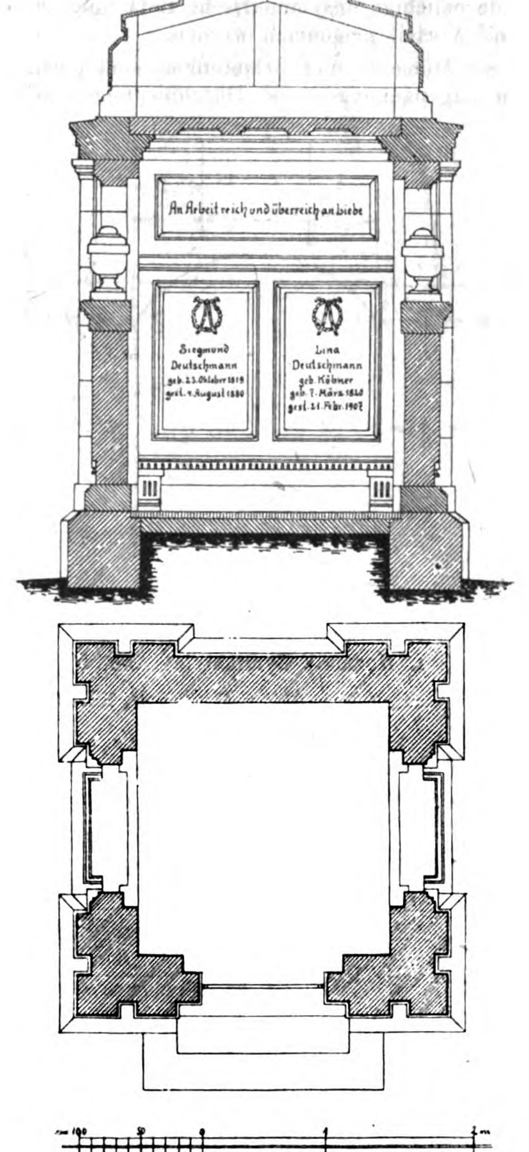
Von Wilh. Rathkamp, Architekt (Göttingen).

Auf dem israelitischen Friedhofe zu Göttingen befand sich ein Doppelgrab, welches 1908 und 1910 belegt ward. Die Grabstätte, 3 zu 3 ^{m} groß, war bis 1915 mit einem





einfachen Grabstein und einer Eiseneinfassung gekennzeichnet. Ein Sohn der Verstorbenen wollte die Grabstätte seiner Eltern würdig und auf viele Jahre hinaus dauernd erhalten wissen durch Errichtung eines kleinen Mausoleums.



Im Herbst 1915 wurde mit dem Bau begonnen; Bedingung war, die Särge nicht zu berühren. Ein Betonfundament von 1,60 ^{m} Tiefe und 0,60 ^{m} Breite wurde von

Für die Kante A des Gebäudes nimmt man also die Tiefe AZ in der großen Oeffnung des Hilfszirkels und fügt deren Reduktion (hier die Hälfte von AZ) vom Markierloche k aus, auf den Tiefenschenkeln hinzu usw.

Obgleich nun die Schenkel des Hauptzirkels nicht die Längenmaße D resp. $D + AZ$ selbst haben, sondern nur die Hälfte dieser Maße, so bleibt doch das Verhältnis $\frac{D}{D+AZ}$, und werden also mit dem Hauptzirkel doch die richtigen perspektivischen Verkleinerungen von AX, $A1$, $A4$, $A2$, $A3$ ermittelt, um sie in der perspektivischen Zeichnung IV aufzutragen.

Offenbar ist die Arbeit dabei nicht erheblicher als im Beispiele der Abb. 1.

13. Allgemein betrachtet, ergibt sich folgendes:

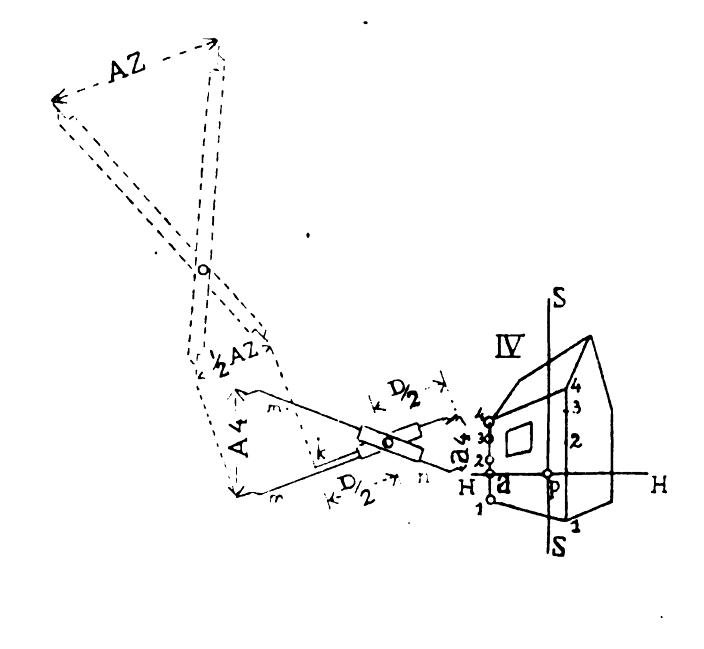
Die Distanzschenkel des Hauptzirkels (Abb. 2) können von ungefähr 7,5 bis zu 15 cm lang sein. Demgemäß muß man nun die gewählte Distanz reduzieren. Beträgt die Distanz z. B. 60 cm, so kann man nach Belieben für diese Reduktion $^1/_4 = 15$ cm, $^1/_5 = 12$ cm, $^1/_6 = 10$ cm, $^1/_7 = 8{,}57$ cm oder $^1/_8 = 7{,}5$ cm anwenden. Was davon am zweckmäßigsten ist, lehrt die Erfahrung.

14. Leicht würde man glauben, daß mit 15 cm Maximallänge für die Distanzschenkel des Hauptzirkels und $^1/_{10}$ Maximalreduktion für den Hilfszirkel, was zusammen einer Distanz von 150 cm entspricht, mit den Zirkeln nach Abb. 2 und 3 die Grenzen des Möglichen erreicht wären. Das ist aber nicht der Fall; vielmehr kann die Reduktionsmöglichkeit mit dem Hilfszirkel gesteigert werden, wenn man die Tiefenmaße (von der Art wie AZ in Abb. 1 und 4), wenn sie erheblich sind, nicht mit einem Griff, sondern in zwei (oder mehr) Sprüngen aufnimmt. Ist z. B. der Hilfszirkel auf $^1/_8$ eingestellt, so erhält man mit zwei Sprüngen $^1/_{16}$ der Tiefe.

Dieses Verfahren kann außerdem sehr zweckmäßig sein, denn eine große Distanz entspricht überhaupt größeren Zeichnungen, und der Hilfszirkel nach Abb. 3, ungefähr 40 cm lang, würde, wenn er auch dazu eingerichtet wäre, für eine Aufnahme von $^1/_{16}$ höchstens 70 cm fassen können, was sich für die tiefer gelegenen Kanten des Gebäudes leicht als zu wenig erweisen könnte. Mit zwei Sprüngen kann man, wenn der Zirkel auf $^1/_8$ eingestellt ist, schon 125 cm Tiefe aufnehmen. Ist der Hilfszirkel auf $^1/_{10}$ eingestellt, kann man mit zwei Sprüngen ± 130, mit drei Sprüngen nahezu 200 cm hinter der Grundlinie erreichen. Sind dabei die Distanzschenkel des Hauptzirkels 15 cm lang, so sind die entsprechenden Distanzmaße 300 resp. 450 cm.

15. Obgleich dies wohl für alle Bedürfnisse der gewöhnlichen Praxis genügt, so sind jedoch mit Beihilfe einer kleinen Berechnung auch die größesten Tiefen erreichbar. Auch die Distanzmaße kann man mittels eines ganz leichten Kunstgriffs nochmals bis zum Zehnfachen oder zum Hundertfachen ausdehnen, also bis zu 4500 resp. 45000 cm steigern. Diese Erwähnung sei hier aber genügend.

16. Auch könnte man bezüglich des Hauptzirkels meinen, daß er sich bei sehr großen Projektzeichnungen zu klein erweisen könne. Auch hierfür liegt kein Grund vor. Mit dem Hauptzirkel nimmt man nur Breitemaße (wie AX) und Höhemaße auf. Ist nun ein Breitemaß zu groß, um es in einem Griff aufzunehmen, so nimmt man zuerst ein möglichst großes Stück davon (oder mehrere), trägt dessen Reduktion vom Punkte P aus auf dem Horizont auf und fügt die Reduktion des Restes davon hinzu.



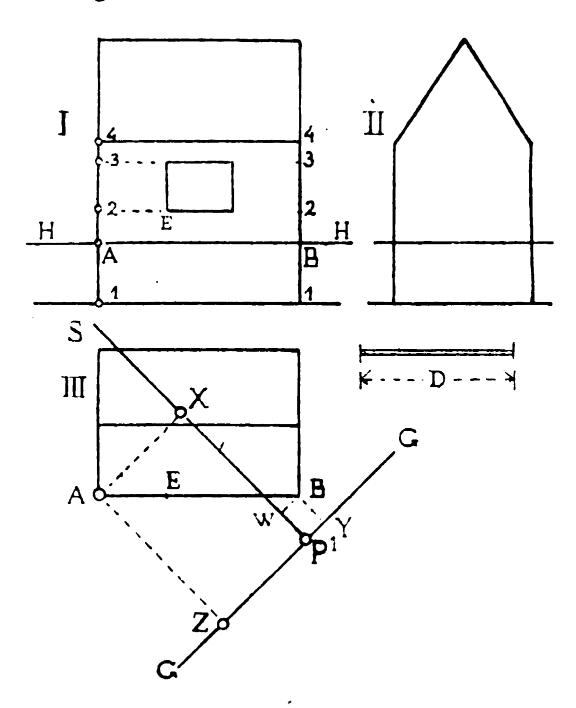


Abb. 4.

Höhen bieten überhaupt keine Schwierigkeiten, denn man braucht sie nicht alle vom Horizont aus abzustechen, sondern kann sie Stück für Stück aneinanderreihen.

17. Bei der Wahl der Reduktionseinstellung des Hilfszirkels muß man auf den am weitesten hinter der Grundlinie gelegenen, dem **Auge** sichtbaren Teil des Gebäudes Rücksicht nehmen, insoweit, daß es möglich sein muß, auch für diese Teile den Hauptzirkel auf das Verhältnis $\frac{\text{Distanz}}{\text{Distanz} + \text{Tiefe}}$ einstellen zu können.

Die größte Länge der Tiefenschenkel kann nämlich 24 cm betragen. Sind nun z. B. Distanzzeiger und Distanzschenkel 10 cm lang, und sei dies z. B. $^1/_6$ einer Distanz von 60 cm, so würde man einen Punkt im Grundrisse, der tiefer als 84 cm hinter der Grundlinie liegt, nicht abbilden können. Hätte man $^1/_8$ von 60 cm, also 7,5 cm, als reduzierte Distanzlänge angenommen, so würde man Punkte bis zu 144 cm hinter der Grundlinie abbilden können.

Um diese Möglichkeit zu steigern ist, wie in Abb. 2 ersichtlich, der Hauptzirkel mit einigen Extra-Achsenlöchern versehen, die man als Drehpunkt benutzen kann. Hierdurch wird es möglich, um mit 3,5 cm Länge für die Distanzschenkel und 28 cm Länge für die Tiefenschenkel, mit dem Hauptzirkel Punkte, welche bis zu 7 Distanzlängen hinter der Grundlinie liegen, abzubilden; für das vorige

Beispiel also 388 cm, wenn der Distanzzeiger 3,75 cm mißt und für die Hilfszirkelreduktion $^1/_2 \times ^1/_8 = ^1/_{16}$ angenommen ist.

Das übertrifft alle Bedürfnisse der Praxis; indessen ist hier das äußerst Mögliche noch nicht erreicht, wie unter 15 gesagt wurde. Bei gut überlegter Auswahl der Reduktion des Hilfszirkels wird man jede praktische Aufgabe ohne Schwierigkeit lösen können.

Die Rinne, welche der Distanzzeiger enthält, hat an der Innenseite einen Schlitz (Abb. 2), damit bei sehr kurzem Distanzmaß eines der sonstigen Markierlöcher auf dem Zeiger an Stelle des Markierloches k benutzt werden kann.

18. Vergrößerung und Verkleinerung.

Indem man die mit dem Hauptzirkel aufgenommenen Maße in der Perspektive zwei- oder dreifach einsetzt, gibt man dem Bilde eine doppelte oder dreifache Normalgröße Nimmt man die Maße von der Projektzeichnung halb auf, so bekommt man ein (linear) halbiertes Bild.

Man kann aber, sogar mit einem Schlage, die Dimensionen des Bildes größer oder kleiner erhalten. Macht man nämlich die Länge der Distanzschenkel z. B. 20 v. H. länger oder kürzer (der Distanzzeiger muß aber das richtige, wenn auch reduzierte, Distanzmaß behalten), so wird das Bild linear 20 v. H. größer oder kleiner als das normale.

19. Verschwindungspunkte.

Bei der beschriebenen Methode werden keine Verschwindungspunkte benutzt. Die Zirkelmethode läßt sich aber mit jeder anderen Methode in Kombination anwenden, und die zweckmäßige Benutzung von Verschwindungspunkten wird die Ausführung oft bedeutend beschleunigen.

Vergleichende Proben haben den Nutzen der Zirkelmethode erwiesen in bezug auf Zeitersparnis, Raumersparung und Bequemlichkeit, Vorteile, die sich um so bedeutender gezeigt haben, je größer die zugrunde liegenden Zeichnungen in ihren Abmessungen waren.

Zeitschriftenschau.

A. Hochbau,

bearbeitet von Professor Dr.-Ing. Michel in Hannover.

Kunstgeschichte und Aesthetik.

Entwickelung des Maßwerkschleiers, ein Beweis für die Farbigkeit der mittelalterlichen Außenarchitektur; von Prof. Dr.-Ing. Herm. Phleps. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 648.)

Eine Pfalz Karls des Großen in Paderborn; von Hermann Abels. — Mit Abb. aufgefundener Reste. (Denkmalpflege 1916, S. 71.)

Der ehemalige Hansesaal im Rathause in Lübeck; von J. Warncke. Beschreibung mit Wiedergabe der vor der Zerstörung im Jahre 1817 angefertigten Aufnahme-Zeichnungen. (Denkmalpflege 1916, S. 92.)

Das Rathaus der Stadt Hannoversch-Münden; von Dipl.-Ing. Bernhard Niemeyer. — Mit Abb. und Atlastafeln. (Z. f. Bauw. 1916, S. 307.)

Wanderungen im Lande des oberbayrischen Barocks und Rokokos; von Paul Garin. (Deutsche Bauz. 1916, S. 349.)

Ein Werk Schlüters in Warschau; von Julius Kohte. Besprechung des Palastes Krasinski. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 477.)

Der Gerichtsplatz der Venetianer an der Markuskirche und verwandte Anlagen; von Baurat F. Prieß. — Mit Abb. und Atlastafeln. (Z. f. Bauw. 1916, S. 327.)

Serbische Hausformen. — Mit Aufnahmen von Ernst Röhlk und Heinrich Rodewald. (Baumeister 1916, S. 78.)

Türkenhäuser um die Wende des 18. und 19. Jahrhunderts; von Dr.-Ing. Karl Wultzinger. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 633.)

Oeffentliche Bauten.

Gebäude für kirchliche Zwecke. Landkirchen von Georg Büttner. Besprochen von Ludwig Dihm. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 553.)

Zur Wiederherstellung der zerstörten Kirchen in Ostpreußen; von Zetzsche. — Mit Abb. (Kirche 1916, S. 95.)

Die Aufgaben bei der Wiederherstellung der zerstörten Kirchen in Ostpreußen; von Johannes Biehle. Die Anforderungen von Orgelbautechnik, Raumakustik, Raumgestaltung und Platzgewinnung sind gegeneinander abzuwägen. (Kirche 1916, S. 120.)

Bonifatiuskirche in Arnstadt. Wiederherstellung durch Prof. Wickop. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 405.)

Pauluskirche in Breslau. Arch.: Geheimrat Kickton. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 494.)

Neue Christuskirche in Danzig-Langfuhr. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 421.)

Alte katholische Kirche in Dietersheim; von Limpert. Durch Eingreifen der großherzogl. hessischen Denkmalpflege wurde die Absicht, die aus dem 13. Jahrhundert stammende Kirche verfallen zu lassen oder abzubrechen, vereitelt und das Bauwerk wiederhergestellt. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 85.)

Drei Erzgebirgskirchen von Lossow und Kühne; von Wanckel. — Mit Abb. der Kirchen zu Kipsdorf, Oberbärenburg und Zinnwald. (Kirche 1916, S. 137.)

Neubau der evangelischen Kirche in Griedel in der Wetterau; von Regierungsbaumeister Pfeiffer. Neubau im Sinne der alten abgebrochenen Kirche. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 65.)

Cay Doses achteckige Kirchen in Hörnerkirchen, Rellingen und Niendorf in Holstein; von Regierungsbauführer E. Grabbe. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 108.)

Protestantische Kirche zu Landsberg am Lech. Arch.: Johannes Schmidt in München. 215 Sitzplätze im Erdgeschoß, 90 auf den Emporen. Kosten ohne Bauplatz 74000 M. — Mit Abb. (Kirche 1916, S. 151.)

Erweiterung der St. Ulrichkirche in München-Laim. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 589.)

Wernerkapelle in Oberwesel; von Provinzialkonservator Prof. Dr. Renard in Bonn. — Mit Aufnahmen von stud. Heinrich Biebel. (Denkmalpflege 1916, S. 97.)

Seckau und Gurk, Schicksale zweier Kathedralkirchen; von Dr. Alfred Schnerich. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 105.)

Maria-Magdalenen-Kirche zu Wildemann im Oberharz. Arch.: Alfred Sasse in Hannover. — Mit Abb. und Bildbeilage. (Deutsche Bauz. 1916, S. 469.)

Wiederaufbau der Kirche in Wildemann; von Siebern. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 489.)

Evangelische Stadtkirche in Zella-St. Blasii in Thüringen; von Regierungsbaumeister Borchers. Die Kirche ist 1768—1774 erbaut. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 77.)

Wallfahrtskapelle zum Heiligen Kreuz im Zunderhart; von E. Wenzel. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 94.)

Kirche, Doppelpastorat und Gemeindehaus in Barmbeck; besprochen von Wanckel. Entwurf und Ausführung von Arch. Camillo Günther in Hamburg. — Mit Abb. (Kirche 1916, S. 125.)

Pfarrhaus in Reichstädt bei Dippoldiswalde. Arch.: Fritz Reuter in Dresden. Baukosten ohne Grundstück 25000 M. — Mit Abb. (Kirche 1916, S. 85.)

Gotische Bauwerke in Nord-Frankreich; von Geh. Baurat A. Knoch. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1916, S. 458.)

Kirche in Vouziers; von Baurat Rassow, Hauptmann im Felde. Letzte Arbeit des bald darauf im Kriege verschollenen Verfassers. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 89.)

Neubauten der Synagoge am Kottbuser Ufer in Berlin. Arch.: Alexander Beer. — Mit Abb. und Bildbeilage. (Deutsche Bauz. 1916, S. 329.)

Alte Synagoge in Kurnik (Regierungsbezirk Posen); von Prof. Dr.-Ing. Grotte. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 341.)

Gebäude für Verwaltungszwecke. Regierungsgebäude in Schaffhausen mit Gerichtshaus und Untersuchungsgefängnis. Um- und ausgebaut von Prof. Dr. Karl Moser in Zürich. — Mit Abb. und Tafeln. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 5.)

Wettbewerb für ein Bezirksgebäude in Locle (Kt. Neuenburg). Urteil des Preisgerichts. — Mit Abb. von Entwürfen. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 296.)

Neues Eichamt in Harburg a. d. Elbe; von Stadtbaurat Dr.-Ing. Höhle. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 325.)

Empfangsgebäude des Bahnhofs Oranienburg; von Cornelius. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 358.)

Haltestelle Witzleben der Berliner Stadt- und Ringbahn (s. 1916, S. 107); von Stadtbaumeister Erwin Neumann in Charlottenburg. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 470.)

Verwaltungsgebäude der Bernischen Kraftwerke; erbaut durch Arch. Walter Bösiger in Bern. — Mit Abb. und Tafeln. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 187.)

Neues Rathaus in Hochdorf; erbaut durch Möri & Krebs, Architekten in Luzern. — Mit Abb. und Tafeln. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 213.)

Der Palast Barberini und die Frage der Rathauserweiterung in Potsdam. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 453.)

Die neuen Telephonzentralen in Zürich, erbaut von der Direktion der eidgen. Bauten in Bern. Lokalzentrale nahe dem Heimplatz und Zentrale Selnau. — Mit Abb. und Tafeln. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 38.)

Vereinshaus zu Kaufleuten in Zürich; erbaut durch Bischoff & Weideli, Architekten in Zürich. — Mit Abb. und Tafeln. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 235.)

Haus der Ingenieure in Newyork; von Geheimrat R. Bassel. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 513.)

Gebäude für Unterrichtszwecke. Kriegsbrauchbarkeit der Schulen. Ergebnis einer Umfrage bei Stadtverwaltungen. — Mit Abb. (Schulhaus 1916, S. 133.)

Schullazarette und Lazarettschulen. Ergebnis einer Umfrage. — Mit Abb. (Schulhaus 1916, S. 293.)

Sparsamkeit bei Schulbauten nach dem Kriege. (Schulhaus 1916, S. 361.)

Schulbühnen; von Paul Maltzdorf. — Mit Abb. (Schulhaus 1916, S. 175.)

Unterbringung der Schülergarderobe; von Schoenfelder. — Mit Abb. (Schulhaus 1916, S. 147.)

Präparandenanstalt und Jugendheim zu Hadersleben; von Stadtbaumeister Schnackenburg. — Mit Abb. (Schulhaus 1916, S. 268.)

Städtisches evangelisches Lehrerseminar in Essen. Entwurf vom Beigeordneten Dr. Erbe in Essen. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 462.)

Neubau der VIII. Pflichtfortbildungsschule an der Grünthalerstraße zu Berlin. — Mit Abb. (Neudeutsche Bauz. 1916, S. 122.)

Wettbewerb für ein Primarschulhaus am Hochfeldweg, Länggaßquartier in Bern. Urteil des Preisgerichts. — Mit Abb. von Entwürfen. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 228.)

Wettbewerb um den Bau einer Volksschule und einer Hilfsschule auf einem Grundstücke in der Nähe der Subbelrather Straße in Köln-Ehrenfeld. — Mit Abb. (Schulhaus 1916, S. 325.)

Neue Knabenmittelschule in Mühlhausen i. Th. — Mit Abb. (Schulhaus 1916, S. 279.)

Neubau des Zentralschulhauses in Neustadt a. d. Aisch; von J. Steyer und N. Zepter. — Mit Abb. (Schulhaus 1916, S. 165.)

Sächsische Schulen. Bürgerschule in Hartenstein i. Erzg.; Schulhaus für die Gemeinde Klotzsche-Königswald; Schulen für Bad Liebenstein (S.-M.), für Commerau bei Bautzen und für Schönau bei Chemnitz. — Mit Abb. (Schulhaus 1916, S. 233.)

Altenburgschule in Stuttgart-Kannstatt. Arch.: Städt. Oberbaurat Pantle. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 386.)

Neues Schulhaus in Zweibrücken. Arch.: P. A. Hansen. — Mit Abb. (Schulhaus 1916, S. 357.)

Jüdische Anstalt für technische Erziehung in Palästina; von Alex Baerwald. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 318.)

Gebäude für Gesundheitspflege und Rettungswesen. Die neuen Kur- und Badeanlagen des Bades Aachen; von Baurat Laurent. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 657.)

Neubau des Königlichen Kurtheaters in Bad Oeynhausen. — Mit Abb. und Atlastafeln. (Z. f. Bauw. 1916, S. 297.)

Städtische Entseuchungsanstalt an der Grillostraße in Essen. Entwurf von Dr.-Ing. Erbe. — Mit Abb. (Industriebau 1916, S. 134.)

Vom Kloster Eberbach; von Hallmann. Darstellung baulicher Veränderungen, die vorgenommen wurden, als das Kloster, zuletzt Gefängnis, im Jahre 1913 der Heeresverwaltung als Militärgenesungsheim vermietet wurde. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 49.)

Neues Johanniter-Krankenhaus Friedrich-Wilhelm-Stift in Bonn a. Rh. Arch.: J. Boethke

und H. Schmieden. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 433.)

Neues Krankenhaus in Traunstein. Arch.: Karl Jäger in München. — Mit Abb. und Bildbeilage. (Deutsche Bauz. 1916, S. 425.)

Beobachtungsstation des Kinderspitals Zürich. Arch.: Rich. v. Muralt in Zürich. — Mit Abb. und Tafeln. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 281.)

Kosten von Krankenhausbauten; von Baurat Julius Boethke. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 630.)

Wohltätigkeitsanstalten. Krippen, Pflege- und Kinderbewahranstalt in Nördlingen. Arch.: Karl Jäger in München. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1916, S. 417.)

Kantonale Blinden- und Taubstummenanstalt in Zürich; von Arch. H. Fietz, Kantonsbaumeister. November 1915 vollendet. Baukosten 496000 M. Dazu aus einem Legat 24000 M. für die Spiel- und Turnhalle. — Mit Abb. und Tafeln. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 46.)

Ferienheim der Ortsbürgergemeinde Luzern; von Arch. H. W. Schumacher in Luzern. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 275.)

Neues Kaiser-Wilhelm-Wohlfahrtshaus in Königsberg i. Pr. (s. 1916, S. 253); von Magistratsbaurat Papendieck. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 561.)

Kaiserin-Auguste-Viktoria-Stiftung mit der Himmelfahrtskirche auf dem Oelberg bei Jerusalem. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 417.)

Gebäude für Kunst und Wissenschaft. Das Heim der „Deutschen Bücherei" in Leipzig. — Mit Abb. (Neudeutsche Bauz. 1916, S. 185.)

Die alte Bücherei an der Kathedrale in Noyon; von Joachim Mühlke. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 61.)

Neuer botanischer Garten der Universität Heidelberg. Arch.: Großh. Bauinspektor Ludwig Schmieder in Karlsruhe. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1916, S. 289.)

Neuer botanischer Garten in München-Nymphenburg. — Mit Abb. und Tafeln. (Baumeister 1916, S. 73.)

Kaiser-Wilhelm-Institut für Biologie in Berlin-Dahlem; von v. Ihne und M. Guth in Berlin. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 674.)

Gebäude für Sportszwecke. Deutsche Kampfbahnen; von J. Seiffert. Besprechung der Anlagen für Düsseldorf und Koblenz. — Mit Abb. (Schulhaus 1916, S. 201.)

Gebäude für Handelszwecke. Erweiterungsbau des Bremer Schütting; von E. Högg. Arch.: Carl Eeg und Ed. Runge. — Mit Abb. und Tafeln. (Baumeister 1916, S. 81.)

Wettbewerb für den Kaufhausumbau in Aarau. Urteil des Preisgerichts. — Mit Abb. von Entwürfen. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 259.)

Wettbewerb für eine Bernische Kantonalbank-Filiale in Burgdorf. Gutachten des Preisgerichts. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 166.)

Leichenhäuser und Friedhöfe. Bauten auf dem St.-Pauli-Friedhof in Dresden. Arch.: Schilling & Graebner, Kgl. Bauräte in Dresden. — Mit Abb. und Bildbeilage. (Deutsche Bauz. 1916, S. 449.)

Neuer Friedhof in Partenkirchen (s. 1916, S. 253). — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 542.)

Ehrenfriedhof in der Stadt Ohligs; von Happe. Entwurf von Gartenarchitekt Stüting in Barmen. — Mit Plan. (Kirche 1916, S. 153.)

Soldatenfriedhof hinter der Front; von Konst. Gruber. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 301.)

Deutscher Ehrenfriedhof zu Brüssel-Evere; von L. Migge. — Mit Abb. und Tafeln. (Städtebau 1916, S. 83.)

Deutscher Kriegerfriedhof von Laon; von Zippelius. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1916, S. 277.)

„Feuerbestattung" der Stadt Kiel. Feuerbestattungsanlage nebst Urnenfriedhof. — Mit Abb. (Kirche 1916, S. 58.)

Neues Krematorium in Zürich. Arch.: Alb. Frölich in Zürich. — Mit Abb. und Tafeln. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 15.)

Privatbauten.

Gasthäuser. Alte und neue Gasthäuser im bayerischen Gebirge; von Prof. Franz Zell. — Mit Abb. und Tafeln. (Baumeister 1916, S. 65.)

Wohn- und Geschäftshäuser. Das Kleinwohnungswesen in Baden nach dem Kriege. Ministerialerlaß betr. Verbilligung. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 549; Deutsche Bauz. 1916, S. 429.)

Wohnhäuser am Kaiser-Wilhelm-Kanal; von Regierungsbaumeister Klatt. Anlagen in Brunsbüttelkoog, an der Kanalstrecke und für die Marschbahnverlegung. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 598.)

Das Hartungsche Wohnhaus in Nikolassee bei Berlin; von Hugo Hartung. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 333.)

Kaufhaus der Gebr. Heß A.-G. in Biel. Arch.: Moser & Schürch in Biel. — Mit Abb. und Tafeln. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 180.)

Umbau des „Schlössli" in Zollikon. Arch.: F. & E. Zuppinger in Zürich. — Mit Abb. und Tafeln. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 120.)

Werkstatt- und Fabrikgebäude. Bäckerei Busch in Hamburg. Arch.: Heinrich Mandix. — Mit Abb. (Industriebau 1916, S. 113.)

Fabrikneubau Wanderer-Werke A.-G. in Schönau-Chemnitz. Arch.: Zapp und Basarke in Chemnitz. — Mit Abb. (Industriebau 1916, S. 77.)

Fabrikneubau Winkler & Gärtner in Burgstädt. Arch.: Zapp und Basarke in Chemnitz. — Mit Abb. (Industriebau 1916, S. 106.)

Chemische Fabrik, A.-G., vorm. Moritz Milch & Co., in Luban bei Posen. Arch.: Prof. Hans Poelzig. — Mit Abb. (Industriebau 1916, S. 97.)

Neubau der Maschinenfabrik und Eisengießerei von Amandus Kahl in Hamburg-Altona; von Paul Klopfer. Arch.: Camillo Günther in Hamburg. — Mit Abb. (Industriebau 1916, S. 131.)

Königliche Porzellanmanufaktur in Berlin; von Hohenberg. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 346.)

Bau der „Allgemeinen Zeitung" in Chemnitz. Arch.: Zapp und Basarke in Chemnitz. — Mit Abb. (Industriebau 1916, S. 92.)

Hochbaukonstruktionen.

Versuche mit Steinerhaltungsmitteln, IV. Mitteilung; von Prof. Dr. F. Rathgen, Chemiker bei den Königlichen Museen in Berlin. — Mit Abb. (Z. f. Bauw. 1916, S. 349.)

Eisenbeton im Schulbau; von Regierungsbaumeister Amos. (Schulhaus 1916, S. 261.)

Maßnahmen gegen Schall- und Erschütterungserscheinungen in industriellen und gewerblichen Betrieben; von Ing. Hartmann. — Mit Abb. (Industriebau 1916, S. 138.)

Feuerschutz bei Turmhäusern; von Baurat Wendt. (Deutsche Bauz. 1916, S. 224.)

Bohlendächer in Bosmont; von Regierungsbaumeister W. Weyrauch. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 481.)

Verhalten weicher Bedachungsarten im Feuer. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 537.)

Das Rohr- und Strohdach; von Wagner. Warnung vor dem Weichdach. (Deutsche Bauz. 1916, S. 221.)

Dachpfanne und Dachform in Ostpreußen; von Regierungsbaumeister Bode. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 306.)

Denkmäler.

Das Hase-Denkmal am alten Museum in Hannover; von F. Schultze. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 409.)

Das Denkmal für Conrad Wilhelm Hase in Hannover. Arch.: Otto Lüer, Bildhauer: Prof. Karl Gundelach. — Mit Abb. und Bildbeilage. (Deutsche Bauz. 1916, S. 201.)

Die neuen Denkmäler für Prinzregent Luitpold und für Kaiser Wilhelm I. an der Gräberstätte der Hohenzollern in Bayern; von Arch. Hugo Steffen in München. Denkmäler in Heilsbronn in Mittelfranken. — Mit Abb. und Bildbeilage. (Deutsche Bauz. 1916, S. 441.)

Kriegergräber und Kriegerdenkmäler; von Zetzsche. — Mit Abb. (Kirche 1916, S. 51.)

Kriegergrab und Kriegerdenkmal im Königreich Sachsen; von C. Zetzsche. — Mit Abb. und Bildbeilage. (Deutsche Bauz. 1916, S. 489.)

Soldatengräber, Kriegerdenkmäler, Erinnerungszeichen. Entwürfe und Vorschläge, herausgegeben vom Bayerischen Kunstgewerbe-Verein München. — Mit Abb. (Kunst u. Handw. 1916, S. 69.)

Denkmalpflege.

Versuche der Stadt Augsburg um das Wiederaufleben der Freskotechnik zur Ausführung bemalter Hausschauseiten; von Stadtbaurat Otto Holzer. — Mit Abb. und Bildbeilagen. (Deutsche Bauz. 1916, S. 213.)

Werkstücke älterer, teils verschollener Monumentalbauten als Grabsteine; von Prof. Dr.-Ing. Grotte. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 466.)

Vom Rathaus in Aachen; von Baurat Laurent. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 530.)

Erneuerungsarbeiten an der Liebfrauenkirche in Arnstadt in Thüringen. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 313.)

Neubau des Weberhauses in Augsburg. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 114.)

Barockdiele im Danziger Museum; von Dr. Wilh. Jänecke. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 101.)

Erneuerungsarbeiten am Zwinger in Dresden; vom Geh. Baurat Karl Schmidt. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 73.)

Burgruine Falkenstein; von Reg.- und Baurat W. Schmitz. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 68.)

Altes Wohnhaus in der Junkerstraße in Frankfurt a. d. Oder; von Regierungsbaumeister Otto Eckner. Besprechung eines wegen Baufälligkeit abgebrochenen alten Hauses. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 53.)

Wandgemälde in der alten Pfarrkirche in Garmisch. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 57.)

Beiträge zur Baugeschichte der Andreaskirche in Hildesheim; von Otto Gerland. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 125.)

Haus des Schmiedemeisters Ude in Lüneburg; von Franz Krüger. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 81.)

Bamberger-Haus im Luitpoldpark in München. Arch.: Johannes Dientzenhofer in Bamberg. Wieder aufgebaut von Gebr. Rank in München. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1916, S. 317.)

Erker am Turm der Stadtkirche, Marienkapelle und Haus zu den „Vier Gekrönten" in Wertheim am Main; von Münsterbaumeister Fr. Kempf in Freiburg i. Br. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 121.)

Mittelalterliche Brunnen aus Bologna; von Schlemm. — Mit Reiseskizzen. (Denkmalpflege 1916, S. 99.)

Romanische Taufsteine in den Niederlanden; von K. Mühlke. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 102.)

Kunstgewerbe.

Alte Wetterfahnen; von Uhlig. — Mit Abb. aus dem Sauerland. (Denkmalpflege 1916, S. 56.)

Kunstschmiedearbeiten des Schlosses Hohenlimburg bei Hagen i. W.; von Regierungsbaumeister Virck. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1916, S. 106.)

Eisenkunst; von Dr. Hans Karlinger. — Mit Abb. geschmiedeter Grabkreuze. (Kunst u. Handw. 1916, S. 231.)

Weihwasserbehälter; von Dr. Hans Schmidkunz. Es wird ein Tropfhahn empfohlen nach dem Vorbild der von Otto Wagner erbauten Kirche am Steinhof bei Wien. (Kirche 1916, S. 107.)

Altes Kupfer; von Dr. Hans Karlinger. — Mit Abb. alter Kupfergeschirre. (Kunst u. Handw. 1916, S. 177.)

Städtebau.

Verwendung der Festungsanlagen im Bebauungsplan; von Stadting. K. Th. Fischer in Mainz. — Mit Abb. und Tafeln. (Städtebau 1916, S. 80.)

Das Ulrichsmünster in Augsburg im Städtebild; von Dr.-Ing. Former. — Mit Abb. (Neudeutsche Bauz. 1916, S. 129.)

Bergedorf, ein Nebenmittelpunkt von Hamburg; von H. Distel. — Mit Abb. und Tafeln. (Städtebau 1916, S. 33.)

Ideenwettbewerb für einen Bebauungsplan der Gemeinde Bötzingen. Urteil des Preisgerichts. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 211.)

Städtischer Baublock in Bromberg. Wettbewerb. — Mit Abb. (Deutsche Konkurr., Heft 381.)

Die Herrenhutergemeinde Christiansfeld in Nordschleswig; von Regierungsbaumeister Hartwig. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 374.)

Einheitlich bebaute Plätze in Karlsruhe und ihre baupolizeiliche Durchführung; von Stadtbaurat Reichel. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 446.)

Neuere Stadterweiterungspläne in Königsberg i. Pr.; von Dr.-Ing. Former. — Mit Abb. und Tafeln. (Städtebau 1916, S. 3.)

Vorschlag zur Besiedelung des Lenneper Hofes; von Arthur Schmidt. — Mit Abb. und Tafeln. (Städtebau 1916, S. 85.)

Stadtplan von Mannheim; von Stadtbauinsp. Ehlgötz. — Mit Abb. und Tafeln. (Städtebau 1916, S. 40.)

Das „Neuquartier" von Mülhausen im Elsaß; von Dr.-Ing. Siedler. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 669.)

Haus- und Siedlungsfragen in den besetzten Ost- und Westgebieten; von Robert Mielke. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 349.)

Grundlagen zum Wiederaufbau Ostpreußens; von Werner Lindner. — Mit Abb. und Tafeln. (Baumeister 1916, S. 41.)

Generalbaulinienplan für die Stadt Pirmasens; von Prof. Otto Lasne. — Mit Doppeltafel und Abb. (Städtebau 1916, S. 73.)

Städtebaufragen aus Deutschlands Nordseefestung Rüstringen-Wilhelmshafen; von Stadtbauinspektor Dipl.-Ing. Hahn. (Städtebau 1916, S. 13.)

Warschauer Stadtbild und Plangestaltung; von L. Schoenfelder. — Mit Abb. (Städtebau 1916, S. 21.)

Wettbewerb für einen Bebauungsplan der Stadt Zürich und ihrer Vororte; von Dipl.-Ing. Oskar Brockmann. — Mit Tafel. (Städtebau 1916, S. 62.)

Ein amerikanisches Stadt-Ideal. Vortrag von Georg B. Ford, beratend. Architekt des Bebauungsplan-Ausschusses der Stadt Newyork, mitgeteilt von Dr.-Ing. J. Stübben. (Deutsche Bauz. 1916, S. 450.)

Fahrstraßen — Fußgängerstraßen; von J. F. Haenselmann. — Mit Abb. (Städtebau 1916, S. 54.)

Rechtliche Fragen.

Ist der Baukünstler Gewerbetreibender? Betrachtung gerichtlicher Urteile; von Rechtsanwalt Dr. Kayser in Berlin. (Neudeutsche Bauz. 1916, S. 210.)

Gesetzentwurf für das öffentliche Verdingungswesen; von Magistratsbaurat Hans Winterstein. (Deutsche Bauz. 1916, S. 233.)

Die Architekten als Baukünstler oder Gewerbetreibende in den Steuergesetzen; von Magistratsrat Dr. Kremski. (Deutsche Bauz. 1916, S. 297.)

Rechtsstellung des bauleitenden Architekten; von Oberlandesgerichtsrat A. Freymuth in Hamm. (Deutsche Bauz. 1916, S. 322.)

Das Recht auf Aussicht; von Josef Pospcsil. — Mit Abb. (Städtebau 1916, S. 59.)

Allgemeines.

Wien nach dem Krieg. Denkschrift vom „ständigen Ausschuß für die bauliche Entwickelung Wiens" des Oesterreich. Ing.- und Arch.-Vereins. (Deutsche Bauz. 1916, S. 385.)

Wo sind die Wurzeln zur Hebung der volkstümlichen Bauweise? Ein Beitrag zur Entwickelung der Bauhandwerkerschulen; von Regierungsbaumeister H. Sörgel. (Deutsche Bauz. 1916, S. 345.)

Russische Architektur-Skizzen; von J. N. Bürkel. Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 79.)

Künstler und Unternehmer im Bauwesen und Kunstgewerbe; von Dr.-Ing. J. Stübben. (Deutsche Bauz. 1916, S. 365.)

Dresden und Düsseldorf als Kunststätten; von E. L. Wehner. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1916, S. 361.)

Zum Wiederaufbau in Belgien; von J. Stübben. (Deutsche Bauz. 1916, S. 249.)

Bauten im Feld; von Alex Baerwald. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 624.)

Schulwesen Bulgariens; von E. Graser in Rustschuk. (Schulhaus 1916, S. 377.)

Die baugewerbliche Tätigkeit im Hinblick auf deren Wiederbelebung nach dem Kriege; von Karl Müller. (Städtebau 1916, S. 18.)

Zeitgemäße Aeußerungen eines deutschen Festungsbaumeisters des 16. Jahrhunderts; von Alex Baerwald. (Denkmalpflege 1916, S. 113.)

Reiseeindrücke aus Nordamerika; von Prof. Dr. Rohn, schweizer. Delegierten am internat. Ingenieurkongreß 1915 in San Francisco. — Mit Abb. und Tafeln. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 68.)

E. Eisenbahnbau,

bearbeitet vom dipl. Ingenieur Alfred Birk, o. ö. Professor an der k. k. Deutschen Technischen Hochschule in Prag.

Linienführung und Allgemeines.

Energetische Koeffizienten der virtuellen Länge von Bahnen, insbesondere bei elektrischem Betrieb; von Prof. Dr. W. Kummer. Die Arbeit zieht hauptsächlich die Gegenüberstellung des Dampfbetriebes und des elektrischen Betriebes in Betracht und führt einen neuen „energetischen Koeffizienten" ein, der den Einfluß einer allfälligen Energie-Rückgewinnung zu berücksichtigen vermag. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 285.)

Bogenwiderstand steifachsiger Eisenbahnwagen (vgl. 1916, S. 257); von Geh. Baurat Boedecker. Bei großen Radständen nimmt der Bogenwiderstand mit der Abnutzung in scharfen Bögen sehr stark und in flachen Bögen stärker als bei kleinen Radständen zu. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 353.)

Gestaltung der Uebergangs- und Verbindungsbögen in Eisenbahngleisen. A. Cherbulier untersucht den räumlichen Weg des Schwerpunktes im Uebergangsbogen und erörtert die Ausführung und die Vorteile des höhengleichen Wechsels der Richtung, das ist jenes Wechsels, bei dem der Schwerpunkt des Fahrzeuges in unveränderter Höhe wie in der Geraden bleibt. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 355 und 384.)

Renten- und Betriebszahlen der deutschen Staatsbahnen; von Dr. Kurt Tecklenburg. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 945 und 953.)

Berechnung der Selbstkosten im Durchgangs- und Nahgüterverkehr; von Regierungsbauführer R. Vogel. — Mit einer Tabelle. (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 1139.)

Betriebskosten der Eisenbahnen und ihre Bedeutung für die Tarifbildung; von Dr. Ahlberg und Dr. Normann in Stockholm. (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 867.)

Abhängigkeit der Eisenbahn-Betriebskosten von den Anlage- und Betriebsverhältnissen. Auf statistischen Werten beruhende Untersuchung von Obering. F. Žežula. (Rundschau f. Technik u. Wirtsch. 1916, S. 27, 78.)

Deutschlands Getreideernte im Jahre 1913 und die Eisenbahnen (s. 1915, S. 257). (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 488.)

Begrenzung des lichten Raumes und der Fahrzeuge der schweizer. Normalspurbahnen. Erläuterungen von Ing. R. Winkler, Direktor der techn. Abteilung des Schweiz. Eisenbahndepartements. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 272.)

Gedenkblatt für die Geschichte der „Feldabahn". (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 617.)

Der Pariser Verkehr im Jahre 1914. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 290.)

Die Bagdadbahn in amerikanischer Beleuchtung. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 872.)

Der Norden des europäischen Rußlands und der Weg an den Ozean. — Mit einer Karte. (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 316.)

Eisenbahnen und Eisenbahnpläne in Alaska im Rahmen alaskanischer Wirtschaftsentwickelung und amerikanischer Eisenbahnpolitik; von Dr. Edgar Salin. — Mit einer Karte. (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 137.)

Geschichtliche Rückblicke auf die Panama-Eisenbahn befinden sich in einer Abhandlung über den Plan eines Nicaraguakanals. — Mit Uebersichtskarte. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 517.)

Zukunft der Eisenbahnen der Vereinigten Staaten von Amerika. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 237.)

Betriebsergebnisse.

Eisenbahnen des Deutschen Reichs 1912 bis 1914. (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 715.)

Eisenbahnen Deutschlands im Rechnungsjahre 1914 (s. **1916**, S. 257). (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 773.)

Preußisch-hessische Staatseisenbahnen im Jahre 1914 (s. **1915**, S. 258). (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 102; Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 324; Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 513.)

Königlich Sächsische Staatseisenbahnen in den Jahren 1913 und 1914 (s. **1915**, S. 128). (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 345; Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 976.)

Bayerische Staatsbahnen im Jahre 1914 (s. **1915**, S. 128). (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 799; Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 1163.)

Eisenbahnen im Großherzogtum Baden in den Jahren 1913 und 1914 (s. **1914**, S. 243). (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 357; Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 1047.)

Königlich württembergische Staatsbahnen in den Jahren 1913 und 1914. (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 1175.)

Betriebsergebnisse der Großherzoglich Mecklenburgischen Friedrich-Franz-Eisenbahn im Betriebsjahr 1914/15. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 39; Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 407.)

Eisenbahnen Ungarns im Jahre 1913 (s. **1915**, S. 243). (Arch. f. Eisenbw. 1914, S. 539.)

Schweizer Eisenbahnen im Jahre 1915 (s. **1915**, S. 258). (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 6, 18, 48, 61.)

Eisenbahnen im Königreich der Niederlande in den Jahren 1913 und 1914. (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 982.)

Schwedische Staatsbahnen in den Jahren 1913 und 1914 (s. **1914**, S. 244). (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 967.)

Eisenbahnen in Norwegen im Jahre 1914/15 (s. **1916**, S. 257). (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 974.)

Betriebsergebnisse der italienischen Staatsbahnen im Jahre 1913/14 (s. **1915**, S. 258). (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 759.)

Bulgarische Eisenbahnen im Jahre 1913 (s. **1915**, S. 128). (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 363.)

Griechische Eisenbahnen im Jahre 1913 (s. **1915**, S. 128). (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 559.)

Weichselbahnen im Jahre 1914. — Mit einer Karte. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 203.)

Statistisches von den Eisenbahnen Rußlands (s. **1915**, S. 128). (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 564.)

Betriebsergebnisse der deutschen Schutzgebietbahnen im Rechnungsjahre 1913 (s. **1915**, S. 129). Gesamtlänge der Bahnen 3754 ^{km}; Anlagekapital 82000 M. für 1 ^{km}; Verzinsung 2,25 v. H. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 525, 539; Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 945.)

Eisenbahnen in Niederländisch-Indien im Jahre 1914 (s. **1915**, S. 129). (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 789.)

Eisenbahnen der Vereinigten Staaten von Amerika in den Jahren 1910/11, 1911/12 und 1912/13. (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 170, 371.)

Eisenbahnen der Vereinigten Staaten von Amerika im Jahre 1915. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 157.)

Eisenbahnen in Brasilien im Jahre 1913. (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 1208.)

Eisenbahnen Argentiniens; von C. Offermann. (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 1149.)

Eisenbahnen Chiles. Dissertation von Dr. D. Martner in Chile. — Mit einer Karte. (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 649, 892.)

Ausgeführte Bahnen.

25 Jahre Berliner Vorortverkehr. — Mit bildl. Darstellungen der Zugdichtigkeit. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 881, 893.)

25 Jahre Eisenbahnbau in Sibirien. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 1080.)

Amurbahn. Darstellung der Baufortschritte auf Grund des Berichtes des Ministeriums der Verkehrsanstalten für 1913. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 349; Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 377.)

Die Amurbahn und das Amurgebiet werden von Fridtjof Nansen in seinem Werke über Sibirien beschrieben. Auszug. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 1035.)

Hedschasbahn. Nach amtlichen Berichten Mitteilungen über das Netz und den Betrieb. (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 289; Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 497.)

Eisenbahnunterbau.

Einige Erfahrungen im Lehnenbau an der Südrampe der Lötschbergbahn (s. **1915**, S. 129). Beschreibung der Lawinenschutzbauten, der Bekämpfung der Rutschungen, der Lehnentunnel; Mitteilung über Kosten und Durchführung des Baues. — Mit vielen Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 223, 236, 255, 267.)

Eisenbahnoberbau.

Kräftewirkungen am Eisenbahngleis und ihre Bekämpfung einst und jetzt (s. **1915**, S. 129). Die Schienenwanderung wird durch Vergrößerung der Reibung aller Auflagerstellen an den Schienenfüßen und in der Bettung verhindert. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 192.)

Stoff und Härte der Eisenbahnschienen und Radreifen; vom Geh. Baurat Baum. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 114.)

Gebrauch besonderer Stahlsorten für Eisenbahnschienen. Ergebnisse der in Amerika durchgeführten Versuche mit Manganstahl, Zusätzen von Nickel, Chrom, Ferrotitan und mit ölgehärteten Schienen. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 484.)

Bedingungen der schwedischen Staatsbahnen für die Lieferung von Schienen. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 277.)

Anforderungen der Schweizerischen Bundesbahnen an Oberbauteile (Baustoff, Schienen, Eisenschwellen, Kleineisenzeug). (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 66.)

Meßlehre mit Meßkeil zur Feststellung der Höhen- und Seitenabnutzung von Schienen; von Bauinspektor Diehl. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 247.)

Berechnungen am Schienenstoße unter bewegter Last. Dr.-Ing. Saller untersucht den Schienenstoß, indem er ihn als Punkt betrachtet und einer erzwungenen Schwingung unter einer am Orte bleibenden veränderlichen Last unterwirft, wobei der Verlauf der Veränderung der Bewegung der Last entspricht. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 308.)

Beitrag zur Berechnung des stoßlosen Gleises; von Prof. Kayser. Es wird untersucht, wie schwer ein stoßloses Gleis sein muß, damit es bei der größten zu erwartenden Erwärmung weder lotrecht noch wagerecht ausknickt. Berechnung und praktische Erwägungen zeigen, daß das stoßlose Gleis zunächst wohl nur für Schnell- und Untergrundbahnen in Betracht kommt. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 91.)

Schienenauszugsvorrichtungen bei größeren eisernen Brücken erweisen sich bei Spannweiten von 60 m an als notwendig, wenn dieselben Oberbauarten wie auf freier Strecke verlegt werden und die Schwellen unverschieblich mit den Ueberbauten verbunden sind; andernfalls können solche Vorrichtungen unter 120 m Stützweite entfallen. Besprechung der bisher ausgeführten Vorrichtungen. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 280.)

Verhalten der Querschwellen unter der Last in der Bettung und ihre Formgebung. Van Dijk tritt den Ausführungen von Przygode (s. 1916, S. 258) entgegen und verweist darauf, daß mit der Größe der Einsenkung auch die Größe des Bettungsdruckes wächst. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 153.)

Holz oder Eisen als Baustoff für Eisenbahnquerschwellen (s. 1914, S. 156). Dr.-Ing. Saller bespricht Versuche über die Festigkeitseigenschaften von Föhrenholz senkrecht zur Faser. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 1034.) Bemerkungen hierzu. (Ebenda, S. 1141.)

Oberbau mit Leitschienen und Spurrillenschienen. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 342.)

Beitrag zum Einbau von Bogenweichen. Einfache Beispiele, die mit Ausnahme der Kosinusfunktionen nur mit dem Rechenschieber ermittelt sind. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 465.)

Weiche mit Sicherheits-Zungenlagerung; von Oberinspektor J. Brummer. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 393.)

Gußeiserne Schienenplatten. Regierungsbaumeister Bräuning teilt Erfahrungspreise mit. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 49.)

Die Gelenkdrehscheibe von C. Klensch hat den Vorteil gleichmäßiger Belastung des Königstocks und der vier Laufrollen und geringer Tiefe der Grube und schafft für den Hauptträger statisch bestimmte Belastungsverhältnisse. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 5.)

Schiebebühnen mit elektrischem Antrieb. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 884.)

Bahnhofsanlagen und Eisenbahnhochbauten.

Betrachtungen über die Formentwickelung der Empfangsgebäude; von A. v. Langermann. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 629.)

Eisenbahnanschlüsse und Anschlußbahnhöfe. Besprechung einer Arbeit von Dr. Schroeder. — Mit Abb. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 901, 913.)

Haltestelle Witzleben der Berliner Stadt- und Ringbahn (s. 1916, S. 107 und oben). — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 470.)

Uebergangsbahnhof Hermannplatz im Großberliner Schnellverkehr. Es ist die Frage aufgeworfen, ob ein Gemeinschaftsbahnhof mit Richtungsbetrieb oder eine Turmstation vorteilhafter ist. — Mit Abb. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 596.)

Der neue Leipziger Hauptbahnhof während seiner letzten Baujahre. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 73.)

Neuer Bahnhof in Oldenburg i. Gr. (s. 1916, S. 251). — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 89.)

Empfangsgebäude des Bahnhofs Oranienburg (s. oben). Bemerkenswerte Erweiterung der bestehenden Anlage. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 358.)

Umbau des Bahnhofs in Kannstatt. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 382.)

Allgemeiner Erweiterungsentwurf für den Hauptbahnhof Zürich der S. B. B. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 230.)

Ausrüstung der größeren Lokomotivstationen in Italien mit mechanischen Lokomotivbekohlungsanlagen. — Mit Abb. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 809, 817.)

Verwendung des Betons und Eisenbetons zu Eisenbahnbauten; von Prof. Dr. P. Rohland. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 682.)

Elektrischer Betrieb.

Neuere Studien über die Schwankungen des Kraftbedarfes der elektrischen Zugförderung; von Prof. Dr. W. Kummer. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 199.)

Elektrischer Betrieb der bayerischen Eisenbahnen. Mitteilung der Verwaltung in der Kammer der Abgeordneten. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 124.)

Energieverbrauch der elektrischen Zugförderung der Berner Alpenbahn. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 9; Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 837.)

Elektrischer Betrieb auf den Linien des Engadins. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 239.)

Elektrischer Betrieb der Rhätischen Bahn. Auszug aus der Denkschrift der Direktion. — Mit Karte. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 345.)

Elektrische Stadtschnellbahnen der Vereinigten Staaten von Nordamerika (s. 1915, S. 260). Uebersicht und Beschreibung der im Bau befindlichen Anlagen. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 75, 264.)

Elektrifizierung der Newyork-, Newhaven- und Hartfordbahn. Betriebslänge der Bahn 3400 km. Begonnen wurde mit der Arbeit im Jahre 1895; zurzeit sind 520 km Hauptgleise und 280 km Nebengleise elektrifiziert. Ausführliche Beschreibung. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 81, 97, 111.)

Aufsergewöhnliche Bahnen.

Drahtseilbahn Erdmannsdorf-Augustusburg. Kurze Beschreibung. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 811.)

Eisenbahnbetrieb.

Wirkliche und scheinbare Ersparnisse im Lokalbahnbetrieb; von Ing. Robert Findus. (Rundschau f. Techn. u. Wirtsch. 1916, S. 44.)

Dampfeisenbahn, Kraftwagenlinie oder Vielachsantrieb auf Schienen; vom k. k. Regierungsrat L. Ritter von Stockert. — Mit Abb. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 1065, 1077.)

Die Fahrgeschwindigkeit der deutschen Schnellzüge ergibt sich nach dem von Dr. S. v. Jezewski eingeschlagenen Vorgange im Mittel zu 62,3 km/Std. (Arch. f. Eisenbw. 1916, S. 103.)

Wie soll der Personenzugfahrplan nach dem Kriege gestaltet werden? Prof. G. Schimpff nimmt auf die verschiedenen Aeußerungen zu seinem in der Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1914, Nr. 92/93 veröffentlichten Aufsatz Stellung. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 121.)

Fahrplan für Haupteisenbahnen des Fernverkehrs; von Geheimrat Dr.-Ing. e. h. A. Schroeder. — Mit Abb. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 1097.)

Starrer oder schmiegsamer Fahrplan; von Reg.- und Baurat Jacobi. — Mit Abb. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 493.)

Kosten der Erhaltung des Oberbaues in ihren Beziehungen zur Bahnbeschaffenheit und zu den Betriebsverhältnissen (s. 1915, S. 260); von Obering. Liebmann. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 130, 143, 161.)

Erfahrungen mit Gleisstopfmaschinen (s. 1916, S. 258). (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 605.)

Görlitzer Schienen-Verladebock in der Bauart Rischboth-Petzelberger. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 400.)

Messung der Spurerweiterungen unter dem Zuge. Beschreibung der von Susemihl erdachten Gleismesser. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 232.)

Streckenwärterdienst. Mitteilung über seine Anordnung in einem Betriebsamtsbezirk auf zweigleisiger Hauptbahn. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 1014.)

Sicherung des Eisenbahnbetriebes. Ausführliche Besprechung der Druckschrift des schweizerischen Ingenieurs Dr.-Ing. A. Gutzwiller über „Stationsdeckungs- und Blocksignale". (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 19.)

Einrichtung von Ueberholungsstationen für Güterzüge unter besonderer Berücksichtigung der Sicherungsanlagen. — Mit Abb. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 61.)

Vorsignal mit drei Signalbegriffen (s. 1915, S. 132) nach Entwürfen des Reg.- und Baurats Rosenfeld. Der Signalarm ist hinter der Scheibe und wird bei Haltstellung von ihr vollständig verdeckt. Beim zweiten und dritten Signalbegriff liegt die Scheibe wagerecht und der Flügel zeigt unter 45° aufwärts oder abwärts. Nachtsignale unter Verwendung von gelbem und grünem Licht. — Mit Abb. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 109.) Aeußerungen hierzu von Oberbaurat Bremer und Baurat Borghaus u. a. (Ebenda, S. 553.) Ein neuer Vorschlag. — Mit Abb. (Ebenda, S. 745.)

Elektrische Signalflügelkupplungen. Bahnmeister Becker beschreibt die verschiedenen Ausführungen. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 178.)

Sollen Blockstellen mit Zahlen oder Namen bezeichnet werden? Der Verfasser empfiehlt Namenbezeichnung. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 574.)

Aufgebautes Blockfeld. Beschreibung. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 279.)

Druckluft-Stellwerksanlage des Bahnhofes Spiez. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 276, 288.)

Einheitsriegel für Weichen und Gleissperren der preußisch-hessischen Staatsbahnen. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 209.)

Die neue Beleuchtung für Stellwerke hält außer dem Raume auch das Stellwerk selbst dunkel und belichtet nur die kleinen Aufschriften der Hebelschilder, so daß kein störendes Spiegelbild entstehen kann. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 300.)

Weichensignale und ihre Beleuchtung. Anregung zur dauernden Beschränkung der Weichensignale. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 1027.)

Selbsttätige Signalanlage der Berliner Hoch- und Untergrundbahn. Auszug aus einem Vortrage des Oberingenieurs Bothe. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 458.)

Signale im Führerstande und selbsttätige Fahrsperre unter Verwendung von Gleisströmen auf der West-Pazifik-Eisenbahn. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 262.)

Fahrsperre der Berliner Hochbahn. Beschreibung. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 509.)

Fahrsperren der amerikanischen Eisenbahnen; von L. Kohlfürst. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 169, 181.)

Neuere Eisenbahnwagenbeleuchtung. Beschreibung der Preßgasbeleuchtung und der elektrischen Zugbeleuchtung „Pintsch-Grob". (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 763.)

Elektrische Zugbeleuchtung auf Nebenbahnen. Mitteilung der Erfahrungen auf der Strecke Zauchtel-Neutitschein. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 396.)

F. Grund- und Tunnelbau,

bearbeitet vom Geh. Baurat L. v. Willmann, Professor an der Technischen Hochschule zu Darmstadt

Grundbau.

Baugrunduntersuchung mit der Baugrundprüfungsmaschine (Bauart Buchheim u. Heister); von H. Nitzsche. Die Prüfmaschine für Betonprüfung derselben Erfinder hat in ihrer Grundanordnung, nämlich in der geschickten Anwendung eines großen Uebersetzungsverhältnisses auf einen Wagebalken, auch für eine Baugrundprüfungsmaschine Anwendung gefunden. Sie gestattet daher, mit einer ganz geringen Betriebslast hohe Kräfte zu erzeugen. Eingehende Beschreibung der Maschine nebst Mitteilung eines Anwendungsbeispiels. — Mit Abb. und Schaub. (Mitt. über Zement usw. Nr. 21, S. 166 u. 174, Beibl. d. Deutsch. Bauz. 1916.)

Verfahren der Grundwasserspiegelsenkung beim Bau des Straßenbahntunnels „Unter den Linden" zu Berlin. Die abgesenkte nutzbare Fläche betrug 3700 qm, die mittlere Absenkung 3,3 m, die tiefste 6,3 m in Staffeln vom Februar 1915 bis Januar 1916. Auch über die Anzahl der Rohrbrunnen, ihre Durchmesser und über die Leitungen selbst werden kurze Angaben gemacht. — Mit Schaub. (Deutsche Bauz. 1916, S. 405.)

Auftrieb unter der Grundsohle von Bauwerken, die im Wasser gegründet sind; von Schaper. Neuere Versuche, die mitgeteilt werden, ergaben, daß, entgegen der früheren Ansicht des Verfassers, der Auftrieb voll zur Wirkung kommt. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 514.) Zustimmung von H. Engels. (Ebenda, S. 514.)

Die Pfeilergründungen der Hindenburg- und der Rosentaler Brücke werden gelegentlich der Beschreibung dieser beiden neuen Oderbrücken in Breslau mitgeteilt. Bei der ersteren wurden die Landpfeiler auf den festen Kies gegründet, die Pfeiler II bis IV und VI wurden auf Beton zwischen eisernen Spundwänden (Bauart Ransome) gesetzt und bis in die Tonschicht hinabgeführt, um sie vor Unterspülung zu sichern, was bei Pfeiler III und IV unter der Betonsohle noch zum Teil das Einrammen von Holzpfählen nötig machte, während Pfeiler V eine Druckluftgründung auf 8,4 m unter Flußsohle, rd. 9,5 m unter Wasserspiegel, erforderte. Die Senkkasten wurden aus Beton mit einem Gerippe aus Profileisen hergestellt. Als größte Belastung des Untergrundes waren bei Kies 3,5, bei Lette 4,5 kg/qcm zugelassen. — Bei der Rosentaler Brücke waren die Gründungsverhältnisse günstiger. Für die Widerlager war wieder der Kies, für die drei Zwischenpfeiler die Tonschicht für die Gründungstiefe maßgebend, jedoch brauchte in letzterer Schicht nur bis auf 3,5 m unter der Flußsohle hinabgegangen zu werden, was gleichfalls zwischen eisernen Spundwänden, und zwar von der Bauart „Rote Erde" und Larßen, geschah, die sich aber in dem schweren, von Hindernissen durchsetzten Boden nicht so gut wie die Ransome-Wände bewährten. — Mit Abb. und Schaub. (Mitt. über Zement usw. Nr. 19, S. 147 u. Nr. 20, S. 154, Beibl. d. Deutsch. Bauz. 1916.)

Gründungsplatte eines Lagerhauses aus Eisenbeton. Da es sich um einen Anbau handelte, bei dem die Erweiterung der Grundplatte nicht nur nach drei Seiten beschränkt wurde, sondern diese durch das Fehlen einer Seitenmauer auch einseitig belastet wird, erforderte die Gründung besondere Erwägungen. — Mit Abb. und Schaub. (Mitt. über Zement usw. S. 131, Beibl. d. Deutsch. Bauz. 1916.)

Hafenanlagen an der See; von Zschokke. Neben früheren einfacheren Molenbauten aus Steinblöcken und Mauerwerk werden neuere unter Zuhilfenahme der Druckluft ausgeführte Hafenbauten besprochen. Für den Bau des Vorhafens von Dieppe wurden die Druckluftkammern aus Eisenbeton hergestellt, deren Hohlräume nach ihrer Versenkung mit Beton oder Mauerwerk ausgefüllt und in den Außenflächen mit Granit verkleidet wurden. In Marseille wurde die Druckluftgründung an Stellen von mehr als 12 m Wassertiefe zur Anwendung gebracht. In Venedig hat man die 9,6 m starke Betonsohle des rd. 250 m langen Trockendocks mit Hilfe einer Eisenbeton-Druckluftkammer mit besonderem an der Wasseroberfläche befindlichen Schwimmgerüst hergestellt. — Mit Abb. und Schaub. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 91, 103 u. 121.)

Brückenpfeiler unter Wasser; von Cortelyou. Anwendung eines Pfahlrostes und eines Fangdammes, der durch Schwimmkrane hochgezogen wurde. Für die 45 m langen Pfähle kam eine Dampframme zur Verwendung. — Mit Abb. und Schaub. (Eng. record 1916, II, S. 36.)

Kaimauer auf Eisenbetonbrunnen im Hafen von Halifax in 14 m Wassertiefe. Kurze Beschreibung der Ausführung. (Mitt. über Zement usw. S. 136, Beibl. d. Deutsch. Bauz. 1916.)

Anwendung von Eisenbetonbrunnen bei Hafenbauten am Panamakanal. Im Hafen von Bilbao waren etwa in 1 km Länge Kaimauern auf dem Niederungsgelände herzustellen, dessen Untergrund aus mit dünnen Sandschichten durchsetztem Ton besteht, unter dem der Fels erst in 10 bis 20 m Tiefe anzutreffen ist. Zur Gründung wurden drei Reihen von Eisenbetonbrunnen als Röhrenpfeiler verwendet, die einen Aufbau aus Quer- und Längsträgern in Eisenbeton mit darüber liegender Platte von etwa 18 cm Stärke tragen, auf der die eigentliche Kaimauer aufsitzt. Die Brunnen haben einen äußeren Durchmesser von 2,28 m, bestehen aus Ringen von 1,83 m Höhe und sind unter Ausheben des Bodens von Hand bzw. mit Eimerbaggern bis auf den Fels abgesenkt worden. Beschreibung der Herstellung der 4750 Röhrenstücke und der Pfeilerabsenkung. — Mit Abb. und Schaub. (Mitt. über Zement usw. S. 129, Beibl. d. Deutsch. Bauz. 1916.)

Herstellung von Gründbauten in 45 m Tiefe unter einem Gebäude. Das über einem alten Kohlenbergwerk erbaute Zeughaus in Scranton wurde durch Senkungen unbenutzbar. Zu den verlassenen Gängen des Bergwerks verschaffte man sich durch ein Bohrloch von nur 0,5 m Durchmesser einen Zugang und stützte durch Pfeiler aus Beton und Mauerwerk das Gebäude ab. — Mit Abb. und Schaub. (Eng. news 1916, II, S. 681.)

Verfahren zur Gründung von Bauwerken, D. R. P. 293 682 für Hollinger & Co., G. m. b. H. in Hamburg. Es werden im Bereich des tragfähigen Bodens Stollen in der Richtung der Tragwände gebohrt, in diesen Grundkörper eingebaut, auf denen Futterrohre für einzubauende Pfeiler oder diese selbst in geeigneten Abständen errichtet und nach oben verlängert werden, die zum Tragen des Bauwerks am Kopfende durch eine holmartige Eisenbetonüberbrückung verbunden werden. Als Vorteil dieses Verfahrens wird hervorgehoben, daß eine Ausdehnung der Grundplatte nach Bedarf möglich ist. Grundwasser kann durch Preßluft verdrängt werden; die Gründung erfolgt unterirdisch, so daß auf der Oberfläche der Verkehr nicht gestört wird. Abbildungen veranschaulichen das Verfahren für Uferschutzbauten, für eine Hochbahn und für ein Fabrikgebäude. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 652.)

Trockenlegung von Baugruben durch Senkung des Grundwasserspiegels. Ausführungen von Siemens & Halske, die namentlich bei den im Grundwasser liegenden Tunneln der Untergrundbahnen in Berlin angewendet wurden und sich bis zu 22 m Senkung bewährt haben, werden in ihren Grundanordnungen beschrieben und in Abbildungen dargestellt. (Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 283.)

Grundwasserdichtungen. P. Martell bespricht die Innenhautdichtungen und Außendichtungen, die in neuerer Zeit angewendet wurden. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 434.)

Vorrichtung zur Herstellung fester Gründungskörper in nicht tragfähigem, wasserführendem Boden durch Einpressen von Zementmilch in eine Sandschüttung, D. R. P. 261 585 für Wilh. Fehtisch in Halle a. d. S. Innerhalb eines Futterrohres wird eine Sandschüttung angebracht, in die durch zwei kolbenartig ineinander geführte Rohre die Zementmilch eingepreßt wird. — Mit Abb. (Beilage 18 zu Nr. 70 d. Deutsch. Bauz. 1916.)

Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Eisenbetongrundplatten unter Wasser,

D. R. P. 293528 für Wendelin Kofranck in Miskolcz. Die als Einlage dienenden Eisenstäbe oder das Eisengerippe wurden durch eine besondere Vorrichtung sowohl in einem bestimmten Abstande von der Baugrubensohle als auch in wagrechter Richtung gegen Verschiebung unter Wasser festgelegt, um dann von der Betonschüttung umhüllt zu werden. Beschreibung des Verfahrens. — Mit Abb. (Beilage zu Nr. 82 d. Deutsch. Bauz. 1916.)

Beschädigung von Plattenfundamenten im Moorboden; von Kaiser. Eine chemische Untersuchung des Grundwassers ist bei Moorboden erforderlich, und die Gründung muß, wenn möglich, außerhalb des Grundwassers vorgenommen werden. Besondere Vorsicht für die Ausbildung der Grundplatte erfordert eine ungleichmäßige Lastverteilung. Es werden Regeln für die Berechnung der Gründungsplatten sowie Sicherheitsmaßnahmen mitgeteilt. — Mit Abb. (Arm. Beton 1916, S. 159.)

Absteifung von Baugruben, D. R. P. 292511 für Siemens & Halske, A.-G. Es werden im Schutz abgesenkter Röhren I-Eisen als Pfosten eingetrieben und gegen die inneren Röhrenwandungen durch Holzleisten festgestellt, worauf der verbleibende Hohlraum unter gleichzeitigem Hochziehen der Röhren mit Beton so ausgefüllt wird, daß nutenförmige Vertiefungen zwischen dem einen Rohrflansch und dem Betonkörper durch später herauszuziehende Holzleisten erhalten bleiben, in die nach Ausschachtung der Baugrube eine Schalung eingetrieben und verkeilt werden kann. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 540; Städt. Tiefbau 1916, S. 212.)

Herstellung von Betonpfählen, D.R.P. 291061 für Christoffer Nyholm und Harald Broe in Hamburg. Zwischen einem äußeren und einem inneren offenen Rohr ist ein nach unten abschließbarer Hohlraum gelassen, der nach dem Einrammen des Rohres mit flüssigem Beton gefüllt wird. Wird nach Abschluß der beim Einrammen in das innere Rohr eingedrungenen Erdsäule das Rohr gehoben, so stürzt die Betonfüllung des Hohlraums nach unten und verhindert das Nachdringen von etwa vorhandenem Grundwasser. Das innere Rohr wird dann vollständig herausgezogen und der Innenraum des äußeren Rohres mit Beton ausgefüllt, worauf auch dieses Rohr herausgezogen werden kann. — Mit Abb. (Beilage 19 zu Nr. 74 d. Deutsch. Bauz. 1916.)

Eiserne Spundwand, Bauart Fr. Krupp, A.-G., D. R. P. 294030. Winkelförmige Walzträger, die abwechselnd stumpf abgeschnittene Flanschenenden und einander zugekehrte Uebergriffleisten aufweisen, sind im Scheitel abwechselnd mit einer wulstförmigen Führungsleiste versehen, die in eine entsprechende Nut des Nachbareisens eingreift. — Mit Abb. (Städt. Tiefbau 1916, S. 232.)

Dampframme für geschüttete Betonpfähle; von H. Hermann. Die von Menck & Hambrock in Altona-Hamburg für diese Zwecke hergestellte Dampframme wird eingehend beschrieben. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 603.)

Die Pfahlramme von Howard Lacy in London besteht aus einem schweren Kolben, der, durch Dampf bewegt, Schläge gegen das obere Ende des mit den Pfählen durch Klemmbacken verbundenen Rahmens ausführt. — Mit Abb. (Engineering 1916, II, S. 198.)

Rammbagger zur Herstellung von ummantelten Baugruben und Brunnenschächten, D. R. P. 285570 für Karl Borschutzky in Horrem. Am unteren Ende der Schachtummantelung sind Stützwulste angeordnet, auf denen eine mit Aussparungen für die Baggereimer versehene Platte, „Stützkralle" genannt, aufruht, die die Schläge des Rammbären aufnimmt und durch die Stützwulste auf die Schachtummantelung überträgt. Ausführliche Beschreibung. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 444.)

Tunnelbau.

Feuchtigkeit der Luft im Tunnelbau; von Schubert. Den Feuchtigkeitsgrad der den Arbeitern schädlichen feuchten Tunnelluft sucht man bei mehr als 40 bis 60 v. H. Sättigung dadurch herabzusetzen, daß man den Luftstrom durch feine Drahtgeflechte streichen läßt, oder die Luft kühlt, oder ungelöschten Kalk zum Aufsaugen der Feuchtigkeit verwendet. (Deutsche Tiefbau-Z. 1916, S. 146; Städt. Tiefbau 1916, S. 144.)

Gesteinswärme in tief liegenden Tunneln (s. **1917**, S. 48). Kurze Wiedergabe der Beobachtungen von E. Lauchli. (Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 235.)

Einfluß von Luftdruck, Außenwärme und Gesteinswärme auf die Luftwärme beim Tunnelbau; von Schubert. Der Luftdruck macht sich besonders in Schächten bemerkbar. Findet Niederströmen der Luft statt, so ist die Zunahme der Wärme auf 100 m etwa 1° C, während die Abkühlung beim Aufsteigen des Luftstroms etwa halb so groß ist. In geneigten Stollen und Schächten ist das Verhalten anders. Die Außenwärme macht sich besonders in kurzen Stollen geltend. Es werden Zusammenstellungen der Luftwärme in verschiedenen Entfernungen vom Mundloch mitgeteilt, wie sie sich in verschiedenen Entfernungen von den Mundlöchern Nord und Süd beim Simplontunnel ergeben haben; desgl. von der höchsten Wärme von Gestein und Luft bei bekannten Tunnelbauten. — Mit Abb. (Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 339.)

Berechnung der Untergrundtunnel; von E. M. Kilgus. Berechnung der Drücke auf die Seitenwandungen unter verschiedenen Annahmen für die Druckverteilung in der Tunnelsohle. Es werden vier Belastungsfälle durchgerechnet. — Mit Abb. (Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1916, S. 744.)

Vom Bau der Nord-Süd-Schnellbahn in Berlin; von Eiselen. Die Vorgeschichte des Baues, die Linienführung, die Höhenlage und die Querschnitte des Tunnels, sowie die Bahnhöfe, Gleisanlagen und Betriebsmittel der Bahn werden eingehend besprochen. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1916, S. 545.)

Spreetunnel an der Jannowitzbrücke in Berlin (s. **1917**, S. 48). Kurze Beschreibung der Bauweise. — Mit Abb. (Z. d. Ver. deutsch. Ing. 1916, S. 721.)

Die Spreetunnel der A.-E.-G.-Schnellbahnen in Berlin (s. **1917**, S. 48). Auf der Strecke Gesundbrunnen-Neukölln sind die Arbeiten am Tunnel rüstig fortgeschritten. Nach Beendigung der Erdarbeiten ist auf der ganzen Länge die starke Betonsohle eingebracht, mit der Aufstellung der Seitenwände begonnen und auf der Rampenstrecke sogar ein Teil der Decke eingebaut worden. Auf der übrigen Bahnstrecke wird die Unterfahrung der Ecke der Münz- und Kaiser-Wilhelmstraße bald beendet sein. Mit den Arbeiten zur Unterfahrung der Stadtbahn und der Zentralmarkthalle wird bald begonnen werden. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1915, S. 938.)

Straßenbahntunnel unter den Linden zu Berlin (s. **1917**, S. 49). Die polizeiliche Abnahme fand am 9. Dezember 1916, die Uebergabe für den Verkehr der beiden Linien am 17. bzw. 19. Dezember statt. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 682; Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 1109.) Kurze Besprechung des Baues. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 462.)

Unterdükerung der Panke unter der Nord-Süd-Schnellbahn in Berlin; von Eiselen. Gelegent

lich eingehender Besprechung dieses Bauwerks wird auch die Ausführung der über dem Düker freitragenden Tunnelstrecke beschrieben. — Mit Abb. (Mitt. über Zement usw. Nr. 23, S. 177, Beibl. d. Deutsch. Baus. 1916.)

Monatsausweise über die Arbeiten am Simplontunnel II (s. **1917**, S. 49). Vom Juni bis August 1916 wurde zwar gleichmäßig fortgearbeitet, aber die Arbeiterbeschaffung war schwierig. Im September besserte sich dies auf der Nordseite. Im Oktober wurde auf der Nordseite wegen Verlegung der Tunnelstation die Arbeit des Ausbruchs auf vier Tage eingestellt. Im November wurde auf der Nordseite die Druckstrecke bei Kilometer 8,1 in Angriff genommen. In diesem Monat betrug:

	Nordseite	Südseite	Zus.
vom Firststollen die Monatsleistung	207 m	91 m	298 m
Stand am 30. November	6959 „	8095 „	15054 „
vom Vollausbruch die Monatsleistung	211 „	98 „	309 „
Stand am 30. November	6880 „	7970 „	14850 „
vom Widerlager die Monatsleistung	209 „	91 „	300 „
Stand am 30. November	6676 „	7899 „	14575 „
vom Gewölbe die Monatsleistung	206 „	112 „	318 „
Stand am 30. November	6614 „	7952 „	14566 „
Vollendeter Tunnel am 30. November	6614 „	7887 „	14501 „
in Hundertteilen der Gesamttunnellänge	33,3	39,8	73,1
der mittlere Schichtenaufwand täglich im Tunnel	393	293	686
im Freien	200	118	318
zusammen	593	411	1004

(Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 30, 77, 136, 185 u. 292.)

Die Tunnelstrecke der Jungfraubahn und des Tosnatunnels der Rhätischen Bahn wird nach einem Bericht von R. Winkler auf dem Ingenieur-Kongreß 1915 in San Francisco besprochen. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 247.) Kurze Wiedergabe. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 1126.)

Der Durchstich des Taurustunnels im Taurusgebirge wurde am 15. November 1916 vollendet. Nunmehr kann die 42 km lange Strecke zwischen Dorak und Kara Bemar ausgebaut werden. (Z. d. Ver. deutsch. Ing. 1916, S. 1032.)

Astoriatunnel der städtischen Gasversorgung in Newyork unter dem Eastriver (s. **1917**, S. 50). Kurze Besprechung. (Ann. f. Gew. u. Bauw. 1916, S. 121.)

Tunnelverkleidung in Brooklyn und von der Catskill-Wasserleitung; von Myers. Es werden besondere Maßnahmen zum Ableiten des Wassers während der Ausführung der Betonverkleidung mitgeteilt. — Mit Abb. (Eng. news 1916, II, S. 196.)

Untergrundbahn in Buenos Aires. Im Februar 1916 wurde die zweite Untergrundstrecke, nämlich die Güterbahn der Westbahn, eröffnet. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 889.)

Harlemfluß-Abschnitt der Lexington-Avenue-Untergrundbahn in Newyork (s. **1917**, S. 50). Kurze Beschreibung. — Mit Tafelabb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 257.)

Abdecken eines Eisenbahntunnels auf bergmännischem Wege. Um die Mauerwerkauskleidung schützen und verstärken zu können, wurden am Tunnel bei Greensburg (Penn.) zu beiden Seiten Stollen vorgetrieben und nach Freilegung der Tunneldecke die Hohlräume mit Beton ausgefüllt — Mit Abb. (Eng. news 254.)

Der größte Tunnel in Nordamerika. Der Vorstollen des Canadian-Northerntunnels, der von Model City unter dem Mount Royal (s. **1917**, S. 51) in das Herz der Stadt Montreal führt, wurde nach 15 Monaten Bauzeit fertiggestellt. Dieser Vorstollen von 2,4 auf 3,6 m Querschnitt soll in 12 Monaten auf einen Querschnitt von 6,6 auf 9 m erweitert und betriebsbereit gemacht werden. Der 5 km lange Tunnel durchfährt fast ausschließlich Felsen, soll mit Beton ausgekleidet und auf die ganze Baulänge durch eine Wand geteilt werden. (Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1916, S. 925.)

Untertunnelung des Bosporus. Es wird ein Plan geprüft. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 1021.)

Kanaltunnel von Dover nach Calais (s. **1917**, S. 50). Der Plan wird kurz besprochen und mitgeteilt, daß von einem Ausschuß neue Vorstudien für einen Entwurf gemacht wurden, der die Baukosten zu 320 Millionen Mark veranschlagt und eine Verzinsung von 7 v. H. erwartet. Die für England jetzt, wo es Calais in Händen hat, günstig für die Erbauung des Tunnels sprechenden Anschauungen werden wiedergegeben. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 696, 822, 982; Ann. f. Gew. u. Bauw. 1916, S. 137.) Ausführlicher wird auf die früheren Pläne und Vorarbeiten, auch auf die gemachten Brückenentwürfe eingegangen, das seitherige Bedenken Englands gegen alle festen Verbindungen mit dem Festlande erörtert und schließlich der Plan für einen Tunnel von Sartiaux besprochen, dem man jetzt in England zuzustimmen scheint, falls Calais in der Hand von England bleibt. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1916, S. 309, 319.)

Lösbare Rüstung zum Ausrüsten der Schalung in Tunneln; von A. I. Cleary. Für die Ausführung des Twin Peak-Tunnels in San Francisco wurde zum Ausschalen eine lösbare Rüstung verwendet, die aus zwei Seitenstücken mit Kreuzverband besteht, welche oben in Gelenken einen Träger halten, der durch eine Stütze gegen die Deckenschalung gedrückt und wagrecht gegen das Herausziehen der Schalbretter ausgesteift ist. Beim Ausrüsten wird ein Seitenteil mit dem Träger gesenkt, so daß die Schalbretter auf dem Seitenteil hinabgleiten. — Mit Abb. (Eng. news 1915, II, S. 870; Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 333.)

Absteifung von Baugruben für städtische Untergrundbahnen; von Musil. Die Einstürze im Tunnel der Lexington-Avenue, unter dem Broadway in Newyork und in der 4. und 7. Avenue in Brooklyn werden kurz beschrieben, die Folgerungen bezüglich der Rutschungen gezogen, sowie die Lage der Gleitflächen, die Rücksichtnahme auf benachbarte Hochbauten und auf die Ausbildung der Bölzung erörtert. — Mit Abb. und Schaub. (Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 241.)

Durch Mensch und Tier bewirkte Luftverschlechterung im Tunnelbau. Eingehende Besprechung von Schubert. Insbesondere werden die Erzeugung von Kohlensäure, die Wärmevermehrung und der Einfluß der Auswurfstoffe zahlenmäßig festgestellt. (Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 296.)

Künstliche Frischluftzufuhr im Tunnelbau. Diese Frage wird nach Schubert (s. **1917**, S. 52) kurz besprochen. (Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1916, S. 369; Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 997.)

Selbsttätige Tunnelbeleuchtung wird im Södermalm-Tunnel in Stockholm eingerichtet, indem an den Mündungen beiderseits Schienenkontakte angebracht werden, durch die der Zug die Beleuchtung selbsttätig ein- und ausschaltet. Es sind 95 Lampen zu je 100 Normalkerzen vorgesehen. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1916, S. 1150.)

H. Gewässerkunde, Meliorationen, Fluſs- und Kanalbau, Binnenschiffahrt,

bearbeitet von Regierungsbaumeister Schütz in Hannover

Gewässerkunde.

Wirbelige Fließbewegung und Voreilen treibender Schiffe; von Beyerhaus. Das Fließen des Wassers besteht nicht lediglich in einer Parallelbewegung der einzelnen Wasserteilchen, also in reiner Gleitbewegung, sondern auch in einem lebhafteren, fortwährenden Durcheinanderwirbeln quer zur Hauptbewegung, also sowohl in der Höhen- wie in der Breitenrichtung. Durch dieses mit der turbulenten oder wirbeligen Fließbewegung verbundene Hin- und Herwirbeln werden die übereinanderlagernden Wasserschichten untereinander verkettet, so daß sich bis zu einem gewissen Grade ein einheitlicher Zusammenhang des ganzen Wasserkörpers ergibt. Ein solcher Zusammenhang kann aber zwischen Wasser und einer glatten Wand, also z. B. einem Schiffsboden, offenbar nicht bestehen, da sich die Wasserteilchen mit den festen Teilen der Wand nicht durchdringen können, der Widerstand zwischen Wasser und Wand muß also viel kleiner sein als zwischen Wasser und Wasser. Hierdurch erklärt sich auch die bekannte Erscheinung des Voreilens treibender Schiffe. Da durch den festen Schiffsboden das Eindringen der wirbelnden Wasserteilchen verhindert und daher ein leichtes Gleiten ermöglicht wird, muß ein Voreilen eintreten, bis durch die zunehmende Geschwindigkeit des Schiffes schließlich die Widerstandsgröße erreicht wird, die den Unterschied ausgleicht, um den der Gleitwiderstand des Bodens gegen das wirbelig bewegte Wasser kleiner ist als der Gleitwiderstand einer gleich großen Fläche Wassers gegen dasselbe wirbelig bewegte Wasser. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 310.)

Zähflüssigkeit und Strömungsgeschwindigkeit des Wassers; von Beyerhaus. Der Aufsatz befaßt sich mit der wissenschaftlich klar erforschten reinen Gleit- oder Laminarbewegung des Wassers im Gegensatz zu der bei Flüssen allein vorkommenden wirbeligen Bewegung. In lehrreicher Weise wird untersucht, welche Geschwindigkeiten und Bettabmessungen sich bei den für die Schiffahrt in Betracht kommenden Verhältnissen ergeben würden, wenn die Wasserbewegung lediglich in parallelen Schichten gleitend erfolgte. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 393.)

Größe des Reibungswiderstandes fließender Bewegung des Wassers; von Möller. Es wird gezeigt daß die Gesamtgröße des Reibungswiderstandes fließenden Wassers, durch Versuche am benetzten Umfang gemessen, seinem auf theoretischen Wege abgeleiteten Werte genau entspricht, was in der Doktorarbeit von Schober: „Versuche über den Reibungswiderstand zwischen fließendem Wasser und benetztem Umfang", die der Verfasser mehrfach anführt, bezweifelt ist. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 614.)

Untersuchung über die Verteilung der Wassergeschwindigkeiten in den Querschnitten der natürlichen Ströme; von Ing. Lippke. (Z. f. Gewässerkunde, Bd. X, S. 243 u. Bd. XII, S. 203.)

Sinkstoff- und Geschiebeführung in den Wasserläufen der Schweiz; von H. Keller. Die Aufgaben des Ausbaues unserer deutschen Flüsse haben dazu geführt, daß man bei uns die Aufmerksamkeit hauptsächlich den Erscheinungen zugewandt hat, die eine Beurteilung der bewegenden Kraft des Wassers ermöglichen. Dabei tritt die Frage, wie groß die in der Zeiteinheit bewegten Mengen der Sinkstoffe und Geschiebe sind, gegen die Fragen zurück, die sich auf ihre Verteilung im Flußbett beziehen. Die Frage nach den Sinkstoff- und Geschiebemengen bei Gebirgsbächen und Gebirgsflüssen hat aber neuerdings an Wichtigkeit gewonnen durch das Bedürfnis, für den Ausbau der Wasserkräfte im gefällereichen Gebirge Wasserspeicher anzulegen und die Wasserkraftwerke gegen nachteilige Wirkungen der vom fließenden Wasser bewegten festen Bestandteile zu schützen. Die Notwendigkeit, beim Ausbau der schweizerischen Wasserkräfte vor der Wahl einer Oertlichkeit für die Herstellung eines Staubeckens Klarheit über den voraussichtlichen Bestand seiner Leistungen zu gewinnen, hat den Leiter der gewässerkundlichen Arbeiten in der Schweiz, Dr. Collet, zur Sammlung und Bearbeitung der bisherigen Ermittelungen über die Sinkstoff- und Geschiebemengen in einigen Wasserläufen der Schweiz und anderen Hochgebirgsgewässern veranlaßt. Diese Arbeit, die auch allgemeine Bedeutung hat, wird eingehend besprochen, ebenso das eigenartige, nach einem Patente des Baseler Ingenieurs Koechlin ausgeführte Klärbecken des Wasserkraftwerks am unteren Flamisell in den Pyrenäen. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 621.)

Die Vertikalgeschwindigkeitskurve; Untersuchungen über die Verteilung der Wassergeschwindigkeiten im offenen Wasserlauf; von G. Traub. Die Abhandlung will eines der ältesten und wichtigsten Probleme der Bewegung des Wassers seiner Lösung näher bringen, nämlich das Verhältnis der Wassergeschwindigkeiten in verschiedenen Tiefen der Senkrechten eines offenen Wasserlaufs zueinander, oder mit anderen Worten die Gestalt der sogenannten Vertikalgeschwindigkeitskurve. Es werden die diesen Gegenstand betreffenden älteren Arbeiten und die Untersuchungsmethoden anderer Forscher eingehend besprochen und gewürdigt und durch eigene Forschungen ergänzt. (Z. f. Gewässerkunde, Bd. XII, S. 1.)

Berechnung eines Maximalwertes für die in einem Flußgebiet theoretisch vorhandenen Energiemengen; von Haeuser. (Z. f. Gewässerkunde, Bd. XII, S. 255.)

Die Geschwindigkeitsformel $v = c\sqrt{R \cdot J}$; von Grube. (Z. f. Gewässerkunde, Bd. XII, S. 260.)

Stau bei Flußbrücken; von Hofmann. Einige ergänzende Mitteilungen zu einer im Bd. II der unten angeführten Zeitschrift veröffentlichten neuen Stauformel. (Z. f. Gewässerkunde, Bd. XII, S. 269.)

Geschwindigkeitsänderungen in den Lotrechten natürlicher Flüsse, insbesondere der Warthe; von Bölte. Die von namhaften Physikern und Ingenieuren angestellten Versuche, das Gesetz zu ergründen, nach dem sich die Geschwindigkeit des fließenden Wassers mit der Tiefe ändert, haben zu einem völlig befriedigenden Ergebnis bisher nicht geführt. Während früher meistens die Kegelschnitte und unter diesen besonders die Parabel als zutreffender Ausdruck für die Stromgeschwindigkeitskurve angesehen wurde, wird in neuerer Zeit vielfach der logarithmischen Linie der Vorzug gegeben. Ohne nun den Wert verkennen zu wollen, den rein mathematisch-wissenschaftliche Untersuchungen für die Erforschung der Bewegungsgesetze der Flüssigkeiten besitzen, wird man das Gesetz, nach dem sich die Bewegung des Wassers in natürlichen Flüssen unter der Einwirkung der mehr oder minder rauhen Flußsohle vollzieht, kaum anders als durch möglichst zahlreiche Beobachtungen und Einzeluntersuchungen an verschieden gearteten Flüssen auffinden können. Die vorliegende Arbeit gibt eine solche Einzeluntersuchung für die Warthe, an der in den Jahren 1893 bis 1910 eine größere, für diesen Zweck geeignete Anzahl von Wassermengenmessungen ausgeführt ist, die dem Verfasser zur Vornahme wasserkundlicher Untersuchungen zur Verfügung standen. Die eingehende Arbeit kommt unter sorgfältiger Benutzung früherer Forschungsergebnisse zu dem Schluß, daß die logarithmische Linie von der Form

$y = a + b \cdot lg\,(x + c)$ von allen untersuchten Kurven den Vorzug verdient und als zutreffender Ausdruck für die Geschwindigkeitsänderung in der Lotrechten der Warthe angesehen werden kann. (Z. f. Bauwesen 1916, S. 361.)

Theorie des Geschiebetriebes und ihre Anwendung; von Schaffernak. (Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1916, S. 209.)

Versuchsanstalt für Wasserbau im k. k. Ministerium der öffentlichen Arbeiten; von Schaffernak. (Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1916, S. 497.)

Meliorationen.

Bewässerungswirtschaft in Turan; nach W. Büsse von Karl Fischer. Es wird eine Veröffentlichung besprochen, deren Verfasser, Geh. Oberregierungsrat Busse, im Jahre 1909 Russisch-Turkestan bereist hat, um aus den dortigen Bewässerungskulturen, namentlich aus dem mit großem Erfolge betriebenen Anbau von Baumwolle, Lehren für die wasserwirtschaftliche Entwicklung der deutschen afrikanischen Kolonien zu ziehen. Turkestan ist ein Trockenland, dessen Wasserwirtschaft fast allein im Dienste der Landwirtschaft steht. Bei dem äußerst ungünstigen Verhältnis zwischen Niederschlag und Verdunstung ist Ackerbau ohne Bewässerung nur in sehr beschränktem Umfange möglich. Der Boden des Kulturlandes ist fast ausschließlich der sogenannte Löß, der arm an organischen Stoffen, auch nicht reich an Stickstoff, um so reicher dafür an wasserlöslichen Salzen ist, die sich infolge der starken Verdunstung anhäufen, weil die spärlichen Niederschläge den Boden wenig auslaugen. In richtiger Abstimmung des Salzgehalts ist der Löß der denkbar fruchtbarste Boden, während er bei zu hohem Gehalt zur Salzsteppe oder Salzwüste wird. Die eingeborene Bevölkerung besitzt aber eine große Erfahrung in der Auslaugung des Bodens und Jahr für Jahr werden salzbedeckte Flächen durch Anlage künstlicher Flächen zu Ackerland gewonnen, wobei die Eingeborenen im wesentlichen nur auf ihren geübten Blick angewiesen sind. Der Kreis der Anbaupflanzen umfaßt Baumwolle und andere Gespinstpflanzen, Getreide, namentlich Weizen, Gerste, Hafer, Mais, Reis, Sorghum und andere Hirsen, ferner Kartoffeln, Rüben und Zwiebeln, Hülsenfrüchte, Luzerne und andere Futterpflanzen, Gemüse, Obst, Wein und auch Tabak. Neben dem eigentlichen Ackerbau, dem vor allem Baumwolle und Getreide vorbehalten sind, wird viel Feldgartenbau getrieben. Die russische Regierung, für die es sich bei der weiteren Entwickelung des Ackerbaues vor allem um Baumwolle handelt, hat hier schon viel erreicht, hatte aber noch weit ausschauende Pläne, die vorerst durch den Krieg allerdings unterbunden sind. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 495.)

Ueberschwemmungen im mittleren Argentinien. Die Provinz Buenos Aires und große Teile der Nachbarprovinzen werden durch zeitweise sich wiederholende Ueberschwemmungen heimgesucht, deren Grundursache in dem unvollkommenen Abfluß der Niederschlagsmengen in wasserreichen Jahren zu suchen ist. Solche Ueberschwemmungen bilden neben den Dürren die schlimmste Geißel dieser Landesteile. Dieser Uebelstand hat natürlich der in der Hauptsache landwirtschaftlichen Bevölkerung die größte Sorge bereitet und Abwehrmaßregeln im großen Stile ausgelöst. Die Niederschlags- und Abflußverhältnisse und die zur Verbesserung der Entwässerung getroffenen oder beabsichtigten Maßnahmen werden kurz besprochen. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 558.)

Koloniale Wasserwirtschaft. Kurze Mitteilungen über die Bewässerungsanlagen in Südafrika, in Deutsch-Südwestafrika und in Ostafrika. Etwas eingehender wird ein Bewässerungsplan im Südosten des Viktoria-Sees besprochen, durch dessen Ausführung ein großer Teil der Wembäresteppe erschlossen werden soll. (Z. f. Gewässerkunde, Bd. XII, S. 274.)

Fluß- und Kanalbau, Talsperren.

Bau der zweiten großen Schleuse in Fürstenwalde an der Spree; von Geh. Baurat Scheck. Da bei dem immer mehr anwachsenden Verkehr auf der Spree-Oder-Wasserstraße die in Fürstenwalde vorhandenen Schleusen dem Bedürfnisse nicht mehr genügten, was sich besonders fühlbar machte, nachdem die übrigen Staustufen neue große Schleusen erhalten hatten, wurden im Jahre 1912 die Mittel für den Schleusenneubau bereitgestellt und die Arbeiten so gefördert, daß das Bauwerk 1914 in Betrieb genommen werden konnte. Die neue Schleuse ist südlich von der alten angeordnet und hat bei 67,70 m Nutzlänge und 9,60 m Breite im Oberhaupt eine Drempeltiefe von 3,92 m, im Unterhaupt eine solche von 3,0 m bei normalem Wasserstande erhalten. Die Schleusenwände sind aus Stampfbeton mit Klinkerverblendung, die Sohle in Eisenbeton hergestellt; die Gründung erfolgte mittels Grundwassersenkung. Der ganze Bauvorgang wird eingehend beschrieben, ebenso werden kurze Angaben über die Kosten gemacht. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 336.)

Entwässerung der Schleusenhinterfüllung; von Dr.-Ing. Winkel. Es wird der Zweck derartiger Entwässerungsleitungen besprochen und an der Hand der bei alten Schleusen gemachten Erfahrungen angegeben, welche Vorsichtsmaßregeln zu beachten sind, wenn derartige Rigolen auch wirklich ihren Zweck erfüllen und nicht mehr schaden als nützen sollen. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 426.)

Buhnenbauten zur Beseitigung einer Stromschnelle in der Donau unterhalb Ulms; von Stadtbaurat Göller. Unterhalb Ulms befindet sich eine Stromschnelle, die ihre Ursache darin hat, daß sich eine Felsbank des weißen Juras schräg über den Fluß zieht, die geeignet war, der für die obere Donau in Aussicht genommenen Einführung der Kleinschiffahrt ernstliche Schwierigkeiten zu bereiten. Die Verbesserung der Flußstrecke und die Schaffung einer genügenden Wassertiefe wurden in der Hauptsache durch Aufstauung des bisherigen Wasserspiegels und erst in zweiter Linie durch ein in maßvollen Grenzen gehaltenes Aussprengen und Ausbaggern der Flußsohle erzielt, was darum geboten war, weil ein zu weitgehendes Aufräumen unliebsame Absenkungen des flußauf gelegenen Wasserspiegels und damit unter Umständen eine Gefährdung der dort befindlichen Uferbauten im Gefolge gehabt hätte. Die Hebung wurde durch Buhnen bewirkt, die mit Rücksicht auf die starke Strömung aus an Ort und Stelle hergestellten Betonsenkwellen und Betonquadern mit dazwischengeworfenen Betonbrocken bestehen. Die Bauart hat den Vorzug, daß dabei der Beton der Senkwellen noch in weichem, knetbarem Zustande ins Wasser gelangt, sich den zufälligen Unebenheiten des Untergrundes anschmiegt und in dieser selbstgewählten natürlichen Ruhelage erhärtet. Der Bauvorgang wird beschrieben. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 442.)

Erster Ausbau des Murgwerks; von Schuler. Die für den ersten Ausbau vorgesehenen Anlagen werden beschrieben. Durch ein gemischtes Stauwehr mit fester Wehrschwelle und beweglichen Schützen wird die Murg bei Kirschbaumwasen gefaßt. Das Bauwerk hat zwei Hauptöffnungen von je 13,5 m und eine Grundablaßöffnung von 5,4 m lichter Weite; sein fester Wehrteil erhebt sich in den Hauptöffnungen um 7 m, in der Grundablaßöffnung um 5 m über der bisherigen Flußsohle. Hierdurch wird ein Sammelbecken von 320 000 cbm Nutzinhalt geschaffen,

das in der Hauptsache als Tagesausgleichbecken dient und daneben auch als Speicherbecken für kleine Anschwellungen benutzt werden kann. Von hier aus wird das Betriebswasser durch einen mehrere Kilometer langen Stollen dem Kraftwerk zugeführt, dem zur Aufnahme der Betriebsschwankungen des Werks ein Wasserschloß vorgelagert ist. In der Raumünzach, einem linken Nebenfluß der Murg, ist außerdem ein einfaches festes Wehr errichtet, das es ermöglicht, das Niedrigwasser des Flusses nach dem Durchgang durch ein Klärbecken mittels eines senkrechten Schachtes mit wagerechtem Anschlußstutzen in den Stollen zu leiten. Zum Zwecke des Ausgleichs des Betriebswassers des Murgwerks und zur Wiederherstellung der natürlichen Wasserführung der Murg wird unterhalb des Krafthauses ein Ausgleichbecken von 225000 cbm Fassungsraum durch Errichtung eines Wehrs bei Forbach geschaffen, das nach ähnlichen Gesichtspunkten wie das bei Kirschbaumwasen entworfen ist. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 457.)

Der Masurische Kanal; Zweckbestimmung und Entstehungsgeschichte, Linienführung und Längenschnitt, Wasserwirtschaft; von Ziegler. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 545.)

Hochwasserschutz im Miami-Tal im Staate Ohio. Allgemeine Mitteilungen. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 573.)

Tatsächliche Gefahren des Unterdrucks; von Ziegler. Verfasser warnt vor der übertriebenen Bewertung des Unterdrucks bei Staumauern. Bei Betrachtung der Ursachen des Einsturzes oder der Beschädigung von Staumauern kommt er zu dem Schluß, daß sie nicht in dem Auftreten von luftseitigen Scherspannungen oder durch den Auftrieb veranlaßten Pressungen im Mauerwerk, sondern ausschließlich in der mangelnden Widerstandsfähigkeit des unter Staudruck stehenden Untergrundes zu suchen sind. (Z. f. Bauwesen 1916, S. 407.)

Die Ausnutzung der Wasserkräfte im Wasserquellgebiet; von Block. Für die Speisung des Kanals vom Rhein nach Hannover wird das Wasser in der Hauptsache der Weser entnommen, die jedoch zu Niedrigwasserzeiten die benötigten großen Wassermengen ohne Schädigung der Schiffahrt nicht zu liefern vermag. Deshalb wurde bestimmt, daß die der Weser entnommenen Wassermengen durch Talsperrenanlagen, die sich an der Eder bei Hemfurt und an der Diemel bei Helminghausen befinden, wieder gedeckt werden müssen. An beiden Talsperren können bei dem vorhandenen bedeutenden Gefälle große Wasserkräfte gewonnen werden. Die staatlichen Wasserkraftanlagen im Weserquellgebiet umfassen nun nicht nur die beiden Talsperren, sondern noch ein Niedriggefällkraftwerk in der Weser bei Münden. Die drei Wasserkräfte sollen derart auf ein gemeinsames Netz arbeiten, daß die Tagesgrundbelastung von dem Flußkraftwerk bei Münden geliefert wird, während die Spitzen von den beiden Talsperrkraftwerken gedeckt werden. Die gesamten Anlagen werden beschrieben. — Mit Abb. (Z. f. Bauwesen 1916, S. 613.)

Neues Schleusungsverfahren zur Ueberwindung großer Gefälle; von Eisenhut. Kurze Mitteilungen über ein Schleusungsverfahren, daß die bekannte Schachtschleuse mit Sparbecken gewissermaßen vervielfacht, um dadurch die Leistungsfähigkeit zu erhöhen, ohne den Wasserverbrauch zu steigern. (Z. f. Binnenschiffahrt 1916, S. 159.)

Rußlands Wasserstraßenverbindung mit der Eismeerküste; von Hennig. Der sogenannte „Kanal Herzogs Alexanders von Württemberg" schafft der Dwina und mit ihr dem Hafen von Archangelsk über den Dwina-Nebenfluß Suchona einen schiffbaren Anschluß sowohl nach Petersburg wie ins Wolgagebiet. Diese Wasserstraße ist jedoch so mangelhaft, daß sie nur für Flöße und kleine Kähne durchgängig befahrbar ist, weshalb sie den während des Krieges an sie gestellten hohen Anforderungen nicht genügen konnte. Es werden hierüber kurze Mitteilungen allgemeiner Natur gemacht. (Z. f. Binnenschiffahrt 1916, S. 169.)

Neuer Osthafen der Stadt Berlin; von Martell. Kurze Mitteilungen über die getroffenen Anordnungen und über die Baukosten. (Z. f. Binnenschiffahrt 1916, S. 170; vgl. auch Deutsche Bauz. 1914, S. 719 und Zentralbl. d. Bauverw. 1914, S. 322.)

Verladeanlagen des neuen Osthafens der Stadt Frankfurt a. M. Für den Umschlag von Massengütern ist eine Vereinigung von festen Verladebrücken und am Kai entlang fahrenden Portalkranen zur Ausführung gekommen, die mit den Brücken gekuppelt werden können. Für die Stückgutverladung sind ebenfalls Portalkrane gewählt, deren Portal jedoch insofern von dem der Kohlenportalkrane abweichend ausgebildet ist, als es nur ein Stützbein besitzt, während die andere Seite sich auf einer hochliegenden Schiene abstützt. Die Anlagen werden kurz beschrieben. — Mit Abb. (Z. f. Binnenschiffahrt 1916, S. 176.)

Wirtschaftliche Vorfragen für den Bau moderner Binnenschiffahrtshäfen. Bericht über den in der Sitzung des großen Ausschusses des Zentralvereins von Dr. Bartsch über diese Frage gehaltenen lehrreichen Vortrag. (Z. f. Binnenschiffahrt 1916, S. 184.)

Bau, Ausrüstung und Betrieb der neuen Kohlenumschlaghäfen am Rhein-Herne-Kanal. Bericht über einen von Ingenieur Meiners gehaltenen inhaltsreichen Vortrag. — Mit Abb. (Z. f. Binnenschiffahrt 1916, S. 186.)

Mittelland-Kanal; von Pollak. Kurze Mitteilungen über die vorgeschlagenen beiden Linienführungen zur Verbindung des Rhein-Hannover-Kanals mit der Elbe. (Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1916, S. 656.)

Aufgelöste Wehr- und Staumauern; von Ziegler. Es werden die Vorteile gegenüber vollen Mauern kurz erörtert und Angaben über die Berechnung gemacht. (Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1916, S. 911.)

Binnenschiffahrt.

Neues Gebrauchsfahrzeug für den Wasserbau. Es wird eine neue Erfindung besprochen, nach der ein Schiffskörper so in zwei Teile zerlegt wird, daß einer den anderen nach Art eines Blattstoßes übergreift. Die beiden Teile können um einen Drehzapfen über dem Verdrängungsschwerpunkt des Vorderteils gedreht werden. Hierdurch kann der eine Schiffsteil quer zum anderen eingestellt werden, so daß ein Fahrzeug von außerordentlich hoher Steifigkeit entsteht, das sehr hohe Aufbauten, wie Rammen usw., ohne Gefahr zu tragen vermag. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 522.)

Schwedens neue Kanalpläne und künftiger Prahm- und Schiffahrtsverkehr mit Deutschland. Kurze Mitteilungen über neue schwedische Kanalpläne und über die im Zusammenhang hiermit stehende Frage, zwischen Schweden und Deutschland einen Schiffsverkehr mit Fahrzeugen einzurichten, die sowohl auf den schwedischen wie den deutschen Kanalwegen verkehren und somit tief ins europäische Festland hineingehen können. (Z. f. Binnenschiffahrt 1916, S. 157.)

Deutsche Binnenschiffahrt; von Ragl. Es wird ein Bild von der gesamten deutschen Binnenschiffahrt gegeben, wie sie heute besteht und soweit die schwebenden Entwürfe in absehbarer Zeit durchgeführt werden dürften. (Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1916, S. 873.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Professor W. Schleyer.

Druck von Gebrüder Jänecke, Hannover.

ZEITSCHRIFT
für
Architektur und Ingenieurwesen.

Herausgegeben

von dem

Vorstande des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.

Schriftleiter: Geheimer Baurat Professor **W. Schleyer** in Hannover.

Jahrgang 1917. Heft 4.

(Band LXIII. Band XXII der neuen Folge.)

Erscheint jährlich in sechs Heften.

Jahrespreis 22 Mark 60 Pfg.

Der Verkaufspreis der Zeitschrift beträgt im Buchhandel 22.60 Mark, für Mitglieder des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine 14.00 Mark, für Studierende der Technischen Hochschulen 9.60 Mark.

Inhalt:

Wiesbaden.

C. W. Kreidel's Verlag.

1917.

ZEITSCHRIFT für Architektur und Ingenieurwesen.

Herausgegeben
von dem Vorstande des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.
Schriftleiter: Professor **W. Schleyer,** Geheimer Baurat.

Jahrgang 1917. Heft 4. (Band LXIII; Band XXII der neuen Folge.)

Erscheint jährlich in 6 Heften. Jahrespreis 22,60 Mark.

Bauwissenschaftliche Abhandlungen.

Eisenbetonkonstruktionen des Stadtmuseums zu Stettin.

Von C. Weidmann, Stadtbauingenieur (Stettin).

Das Stadtmuseum ist nach den Plänen und unter der persönlichen Oberleitung des Stadtbaurats Wilhelm Meyer-Schwartau (Stettin) 1908—1913 auf der Hakenterrasse ausgeführt und im Juni 1913 eröffnet worden; Abb. 1 zeigt die Hauptfront, von der oberen Plattform der Hakenterrasse gesehen.

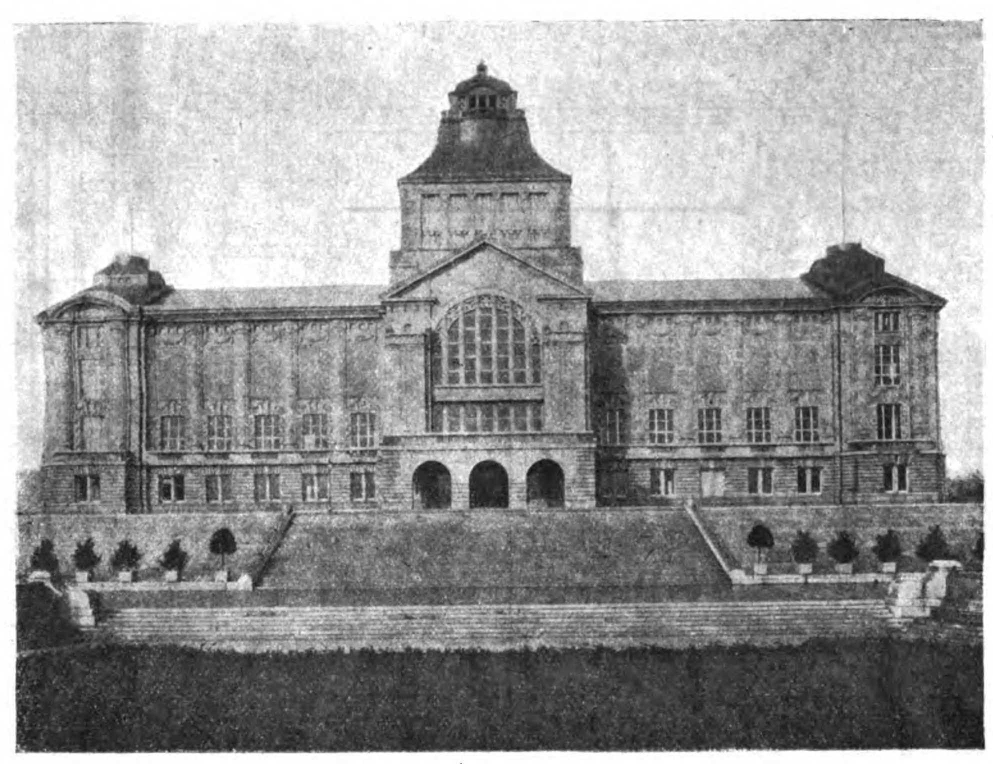


Abb. 1. *Museum nach der Vollendung.*

Bei diesem großen Museumsbau sind weitgehend Beton- und Eisenbetonkonstruktionen verwendet worden, die von allgemeinem Interesse sein dürften. Die verantwortliche Bearbeitung und Ueberwachung der Ausführung derselben lag dem Verfasser ob.

Ueber die Hakenterrasse ist im Heft 6, Jahrg. 1914 dieser Zeitschrift berichtet worden. Der Lageplan Abb. 1 jener Abhandlung zeigt die Anordnung des Stadtmuseums in der Hauptachse der Hakenterrasse.

Die Grundrißlösung für den jetzt ausgeführten Bauteil (Abb. 2 und 3) ist so gestaltet, daß dessen abschnittsweise Vergrößerung möglich bleibt. Die Grundmauern und das Kellermauerwerk wurden in Beton gestampft, die großen Lichtschächte in Eisenbeton ausgekragt (Abb. 5). Die Kellerumfassungswände haben zum Schutz gegen Feuchtigkeit eine 25 cm hinter der Außenfläche liegende 7 cm breite Isolierschicht und über dem Kellerfußboden eine wagerechte Gußasphaltschicht erhalten. Die Isoliermauer wurde nach oben durch eine zweite Gußasphaltschicht abgeschlossen und außen mit Goudron gestrichen.

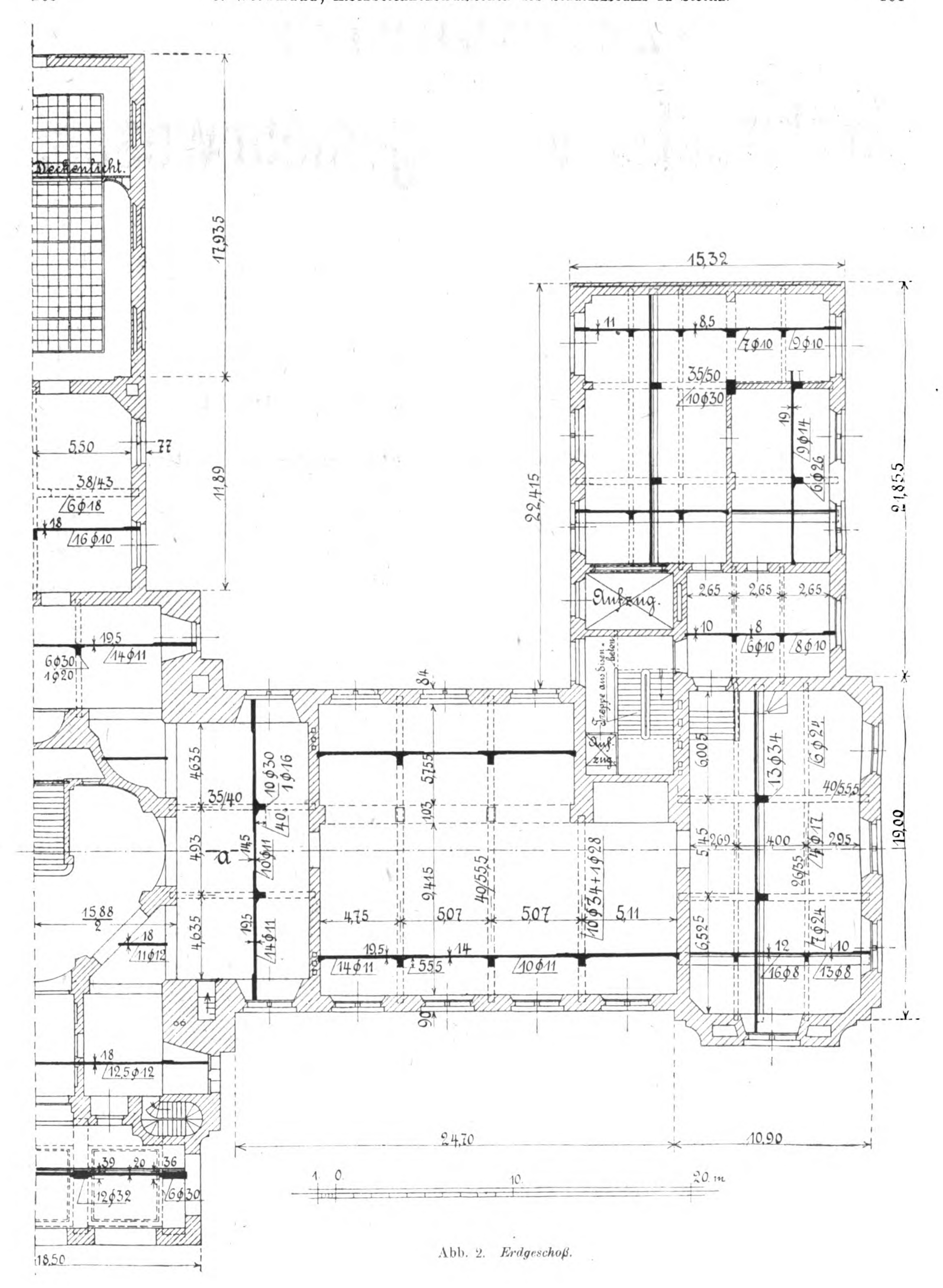


Abb. 2. *Erdgeschoß.*

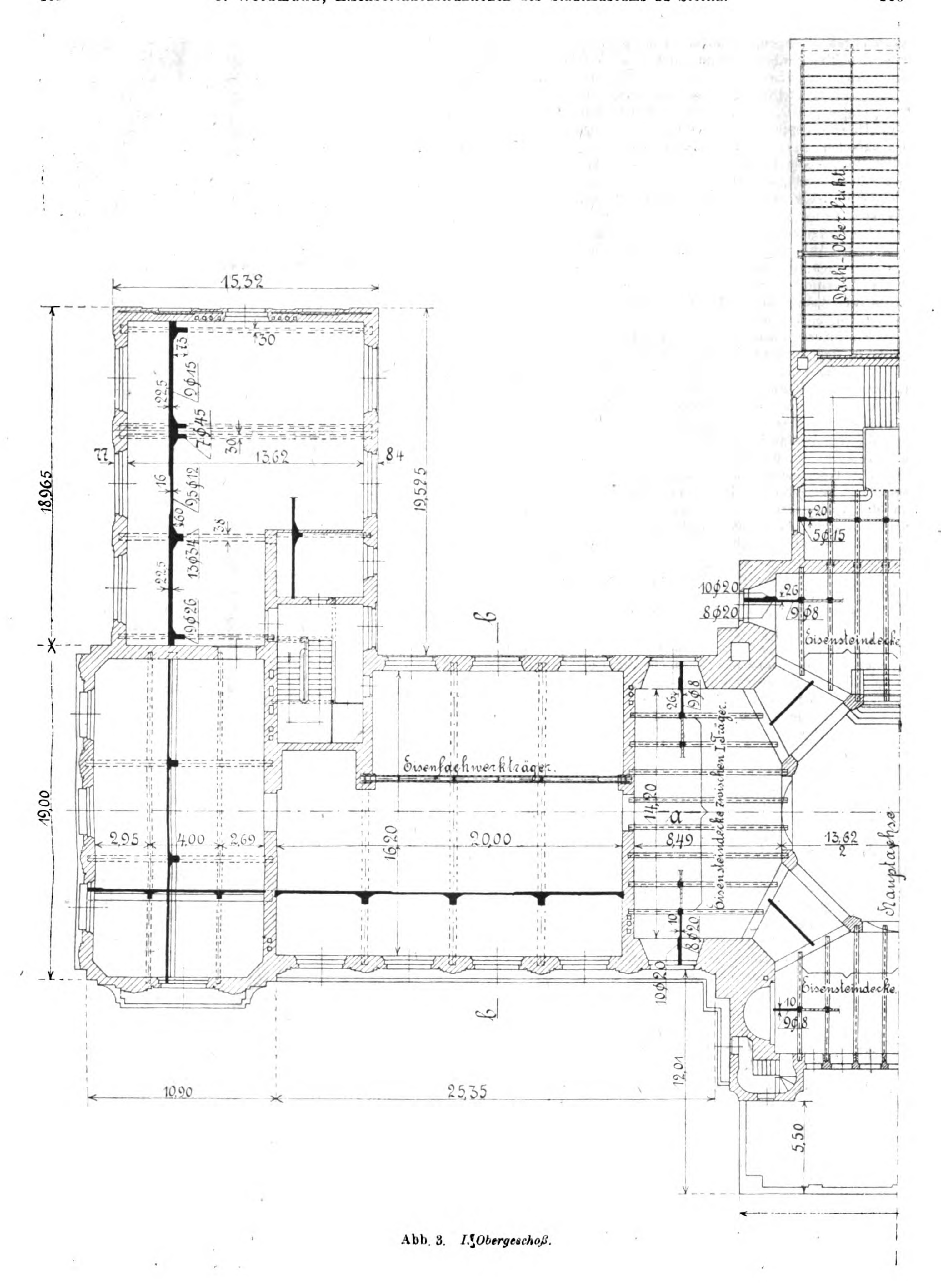


Abb. 3. *I. Obergeschoß.*

Abgesehen von den in porösen Ziegeln gemauerten Kappen, Tonnen- und Kuppelgewölben des Mittelbaues und den als Hohlsteindecke mit Eiseneinlage zwischen eisernen Trägern hergestellten Decken des Umganges der Eingangshalle, der Räume im Erdgeschoß und II. Obergeschoß des Südflügels und des Dachgeschosses, sind alle übrigen Decken — rd. 6500 qm — in Eisenbeton als Plattenbalken ausgeführt, weil sich für diese Decken geringere Preise ergaben, als für andere Massivdeckenarten.

Die allgemeine Anordnung der Decken zeigen die Abb. 2, 3 und 5. Die Rippen der Plattenbalken sind so angeordnet, daß sie auf den Fensterpfeilern auflagern, und ergab diese Rippenanordnung für die Deckenplatten Stützweiten von 5,07 m bis 5,66 m (Abb. 2 und 3).

Die inneren Längswände der großen Oberlichtsäle der Zwischenbauten sind als Eisenfachwerkträger mit 1 Stein Ziegelausmauerung (poröse Hohlziegel) ausgeführt und dienen zugleich als Ueberzug für die Decke der darunterliegenden Säle des I. Obergeschosses (Abb. 3 und 5). Die Stützweite eines Fachwerkträgers beträgt rd. 15 m, die Höhe 5,4 m.

Zur Auflagerung der Rippen sind entsprechend ausgebildete Bügel aus Flacheisen an die Untergurtknoten der Fachwerkträger angeschlossen. Von der Ausführung dieser Längswände in Eisenbeton ist abgesehen worden, um ein möglichst geringes Eigengewicht zu erhalten und die angehängten Decken mit der im Interesse des Baufortganges erwünschten Beschleunigung ausführen zu können.

Als Nutzlasten für die Decken ist — abgesehen von der Decke des Umganges der Eingangshalle (I. Obergeschoß), für die 550 kg/qm zugrunde gelegt — überall 350 kg/qm angenommen worden. Zur Herabminderung der Hellhörigkeit sind alle Decken, mit Auffüllungen aus Schlacken und Schlackenbeton, je 4 cm stark, versehen; darüber Zementestrich mit Linoleumbelag. Das Eigengewicht der Ueberfüllung mit Fußboden beträgt rd. 135 kg/qm.

Die statischen Berechnungen sind auf Grund der ministeriellen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 aufgestellt, und wurden die Momente der Deckenplatten und Nebenbalken bei ungünstigster Laststellung als Träger auf 4 Stützen berechnet.

Für die Decken über dem I. Obergeschoß des südlichen Zwischenbaues und des Südflügels (Abb. 3 und 5) ergaben sich bei einer zulässigen Beanspruchung des Betons auf Druck bis 40 kg/qcm und des Eisens auf Zug bis 1000 kg/qcm z. B. folgende Abmessungen.

1. Die an den Fachwerkträger angehängte Decke.

Deckenplatte.

Endfeld: Stützweite 5,10 m, Plattenstärke 19,5 cm, Eiseneinlagen auf 1 m Breite 14 R. E. 11 mm Ø.

Mittelfelder: Stützweite 5,07 m, Plattenstärke 14 cm, Eiseneinlagen auf 1 m Breite 10 R. E. 11 mm Ø.

Rippe für die größere Stützweite von 9,8 m: Rippenhöhe 55,5 cm; die Plattenbalken-

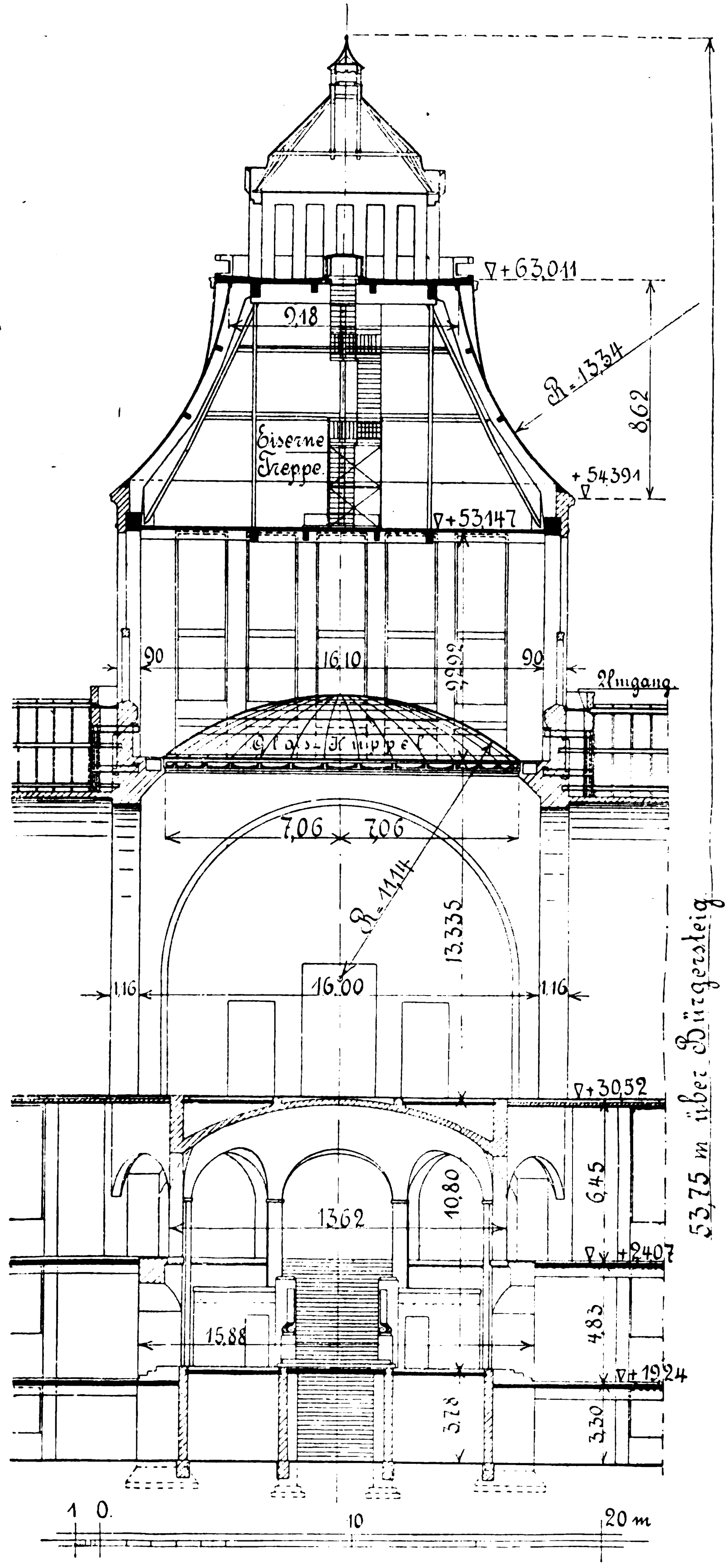


Abb. 4. *Schnitt a—a durch die Längsachse des Mittelbaues.*

höhe bei der 1. und 3. Rippe demnach 55,5 + 19,5 = 75^{cm}, bei der 2. Rippe 55,5 + 14 = $69,5^{cm}$. Rippenbreite 40^{cm}, Eiseneinlagen 10 R. E. 34^{mm} Φ und 1 R. E. 28^{mm} Φ.

2. Decke mit Haupt- und Nebenbalken.

Deckenplatten.

Endfelder: Stützweite $2,95^{m}$, Plattenstärke 10^{cm}, Eiseneinlagen auf 1^{m} Breite 13 R. E. 8^{mm} Φ.

Mittelfeld: Stützweite $4,0^{m}$, Plattenstärke 12^{cm}, Eiseneinlagen auf 1^{m} Breite 16 R. E. 8^{mm} Φ.

Nebenbalken.

Endfelder: Größte Stützweite $6,7^{m}$, Rippenhöhe 35^{cm}, Plattenbalkenhöhe 47^{cm}, Rippenbreite 26^{cm}, Eiseneinlagen 7 R. E. 24^{mm} Φ.

Mittelfeld: Stützweite $5,45^{m}$, Rippenhöhe wie bei den Endfeldern, Eiseneinlagen unten 4 R. E. 17^{mm} Φ, oben für die aufwärtsbiegenden Momente in der Feldmitte 2 R. E. 17^{mm} Φ.

Hauptbalken: Stützweite 10^{m}, Rippenhöhe $55,5^{cm}$, Plattenbalkenhöhe $67,5^{cm}$, Rippenbreite 40^{cm}, Eiseneinlagen 13 R. E. 34^{mm} Φ. Da die Deckeneisen gleichlaufend mit den Hauptbalken liegen, so sind rechtwinklig zu ihnen besondere Eiseneinlagen angeordnet, die die Mitwirkung der anschließenden Deckenplatte auf die gerechnete Breite sichern.

Die entsprechenden Decken in den übrigen Geschossen des südlichen und nördlichen Teiles haben ähnliche Abmessungen.

3. Decke über dem großen Raum des Südflügels (Abb. 3).

Endfeld: Stützweite rd. $5,7^{m}$ angenommen, Plattenstärke $22,5^{cm}$, Eiseneinlagen auf 1^{m} Breite 9 R. E. 15^{mm} Φ.

Mittelfeld: Stützweite rd. $5,7^{m}$, Plattenstärke 16^{cm}, Eiseneinlagen auf 1^{m} Breite $9\frac{1}{2}$ R. E. 12^{mm} Φ.

Rippe für die größere Stützweite von $14,2^{m}$: Rippenhöhe 73^{cm}, Plattenbalkenhöhe 73 + 22,5 = $95,5^{cm}$, ganze Rippenbreite 90^{cm}, Aussparung 30^{cm}, Eiseneinlagen 14 R. E. 45^{mm} Φ. Die Auflager dieses großen Plattenbalkens haben besondere Eisenbewehrung erhalten.

Für die Decken ist Beton mit einem Mischungsverhältnis 1 Teil Portlandzement und $3\frac{3}{4}$ Teile Naturkies verwendet worden. Zur Erzielung der gewünschten Wirkung der Deckenunterflächen haben die Deckenplatten starke Abschrägungen erhalten. Die Fensteröffnungen in den Räumen mit Eisenbetondecken sind in Verbindung mit den Deckenplatten und unten 2^{cm} vorstehend, anschließend an die Fensterbrüstungen, mit Eisenbetonplatten überdeckt. Der Putz der Deckenunterflächen ist erst mehrere Monate nach Beseitigung der Schalung ausgeführt worden, und zwar wurde zuerst ein dünner Zementmörtelspritzbewurf aufgetragen und dann Kalkmörtel. Der Putz haftet an dem Beton sehr gut.

Die Decke der Vorhalle ist auch in Eisenbeton ausgeführt und haben die Deckenfelder an der Untersicht 2^{cm} tiefe Kassettierung erhalten (Abb. 2). Die Formen hierzu wurden in Gips hergestellt, auf die entsprechend tiefgelegte Schalung aufgeschraubt und vor dem Betonieren mit Schellack gestrichen. Der Beton wurde in feiner Mischung aufgebracht. Der Fußboden über der Decke ist mit etwa 7^{cm} Luftschicht aus 5^{cm} starken Betonplatten auf kleinen Betonunterlagen, darüber 6^{cm} Zementestrich mit beiderseitiger Drahtgeflechteinlage und Asphaltplattenabdeckung hergestellt.

Von den Treppen sind die beiden Nebentreppen im Süd- und Nordflügel (Abb. 2 und 3) in Eisenbeton hergestellt, und zwar wurden dieselben anschließend an die Stützen der eisernen Fahrschachtgerüste im Bau fertiggestampft. Die Ausschreibung ergab für die Eisenbetontreppen geringere Preise als für Treppen aus I-Eisenträgern mit Kunststeinstufen.

Die Ausführung der Eisenbetonkonstruktionen — abgesehen von der Vorhallendecke, die von der Firma Reincke & Co., Stettin, ausgeführt worden ist — ist von der Firma „Comet“, Gesellschaft für Bauausführungen m. b. H., Stettin, bewirkt worden.

Von besonderem Interesse dürfte das in Eisenbeton ausgeführte Dach des viereckigen Kuppelüberbaues des Mittelbaues sein. Abb. 4 zeigt einen Schnitt durch die Längsachse des Mittelbaues. Bezüglich dessen Höhenabmessungen sei erwähnt, daß die Oberkante des Hauptgesimses rd. $21,5^{m}$ (+ $40,54^{m}$), der Fußboden der Kuppellaterne rd. 44^{m}, der Knopf der Kuppellaterne $53,75^{m}$ über Bürgersteig und der Bürgersteig selbst durchschnittlich 19^{m} über dem Nullpunkt des Oderpegels liegt. Der große Kuppelsaal im II. Obergeschoß mißt bis zum Scheitel

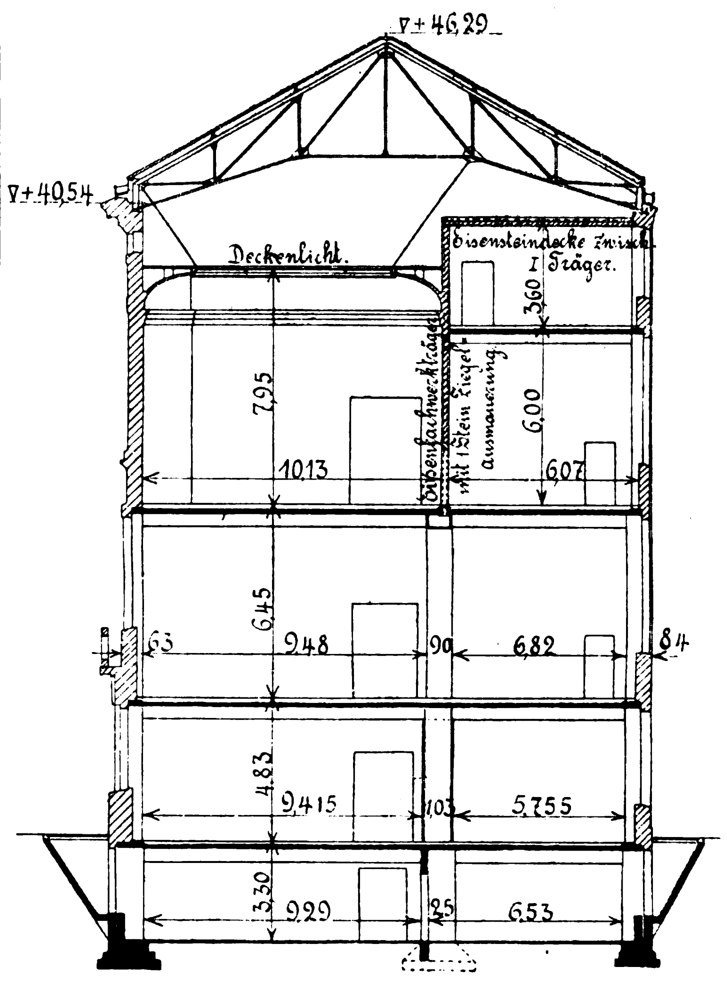


Abb. 5. *Schnitt b—b durch den Zwischenbau.*

der Glaskuppel $15,9^{m}$. Der im Grundriß quadratische Kuppelschaft mißt im Lichten $16,1^{m}$ und ruht auf stark verankerten Tragebögen. Für den Umgang sind eiserne Träger ausgekragt. Die tragende Konstruktion der Kuppel mußte so gewählt werden, daß die Lastübertragung in der Hauptsache auf die vier großen Eckpfeiler erfolgt und die dazwischenliegenden Fensterpfeiler nur geringe Lasten erhalten.

Bei der vorgenommenen engeren Ausschreibung der Kuppelkonstruktion, in Eisen und in Eisenbeton getrennt, war den zur Preisabgabe aufgeforderten Spezialfirmen unter Einhaltung der festgesetzten äußeren Form der Kuppel freigestellt, geeignete Konstruktionen vorzuschlagen. Das Eigengewicht der Konstruktion in Eisenbeton mußte mit Rücksicht auf die teilweise fertiggestellten Eckpfeiler möglichst gering sein, da bei der Bemessung

der Eckpfeiler nur das Eigengewicht einer eisernen Kuppelkonstruktion angenommen war. Die Ausschreibung ergab bei Berücksichtigung der niedrigsten Angebote annähernd gleiche Preise für eine Ausführung in Eisenkonstruktion mit Holzsparren, Holzschalung, unterer und oberer Massivdecke und für eine Ausführung ganz in Eisenbeton. Gewählt wurde die Ausführung in Eisenbeton, da die hohe Feuersicherheit und die nur geringen Unterhaltungskosten

Durch die diagonal angeordneten Hauptbinder wird erreicht, daß die Lastübertragung in der Hauptsache auf die vier Eckpfeiler erfolgt. Die Seitenkräfte aus dem Horizontalschub der Hauptbinder werden durch Zugstangen, die an den Binderfüßen angeordnet sind, aufgenommen. Für jeden Nebenbinder ist ein besonderer Eisenbetonbalken zur Aufnahme und Uebertragung der lotrechten und wagerechten Kräfte angeordnet. Die Abschlußdecke des

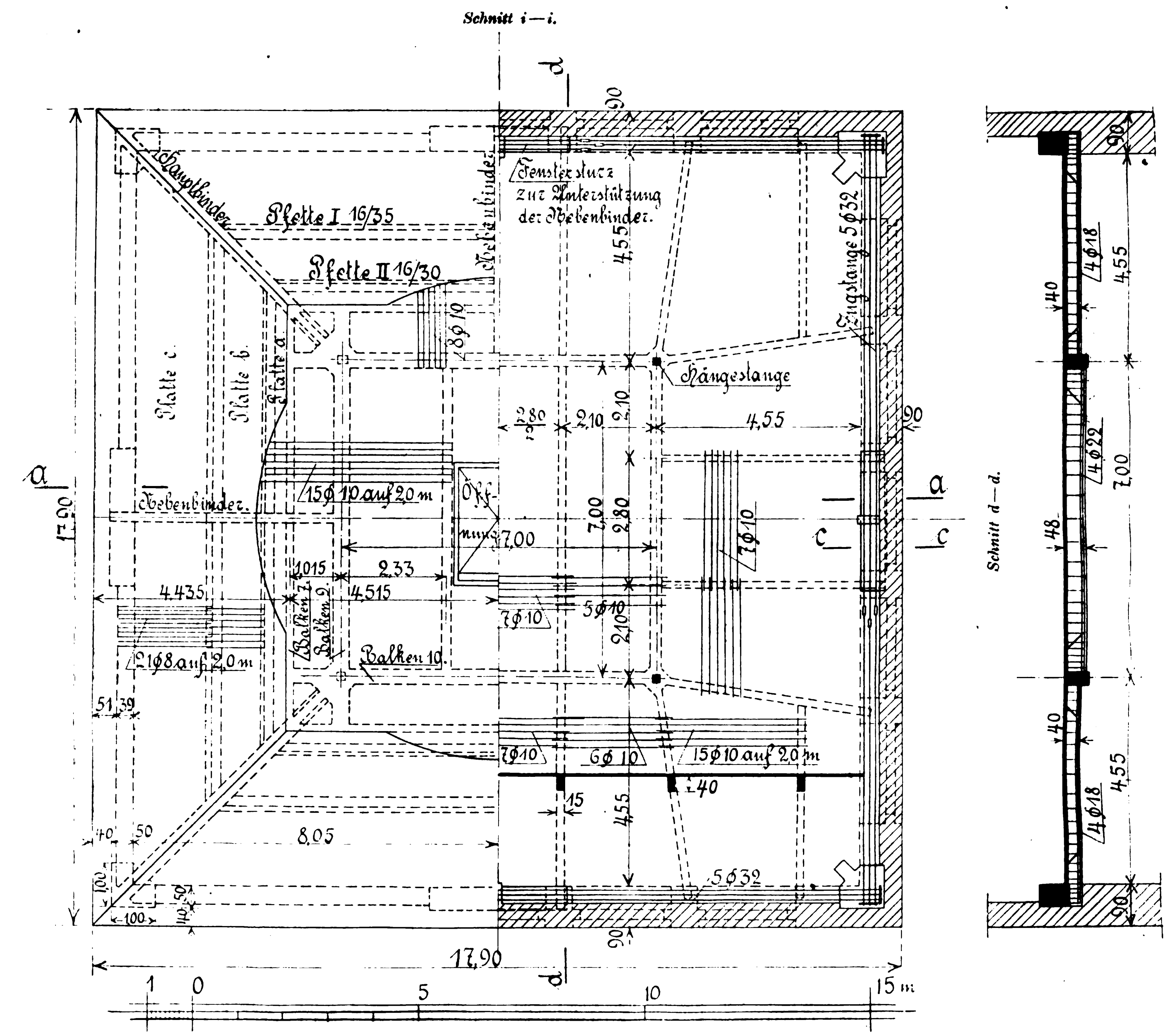


Abb. 7. *Grundriß der Kuppelkonstruktion.* Abb. 6. *Grundriß der unteren Decke.*

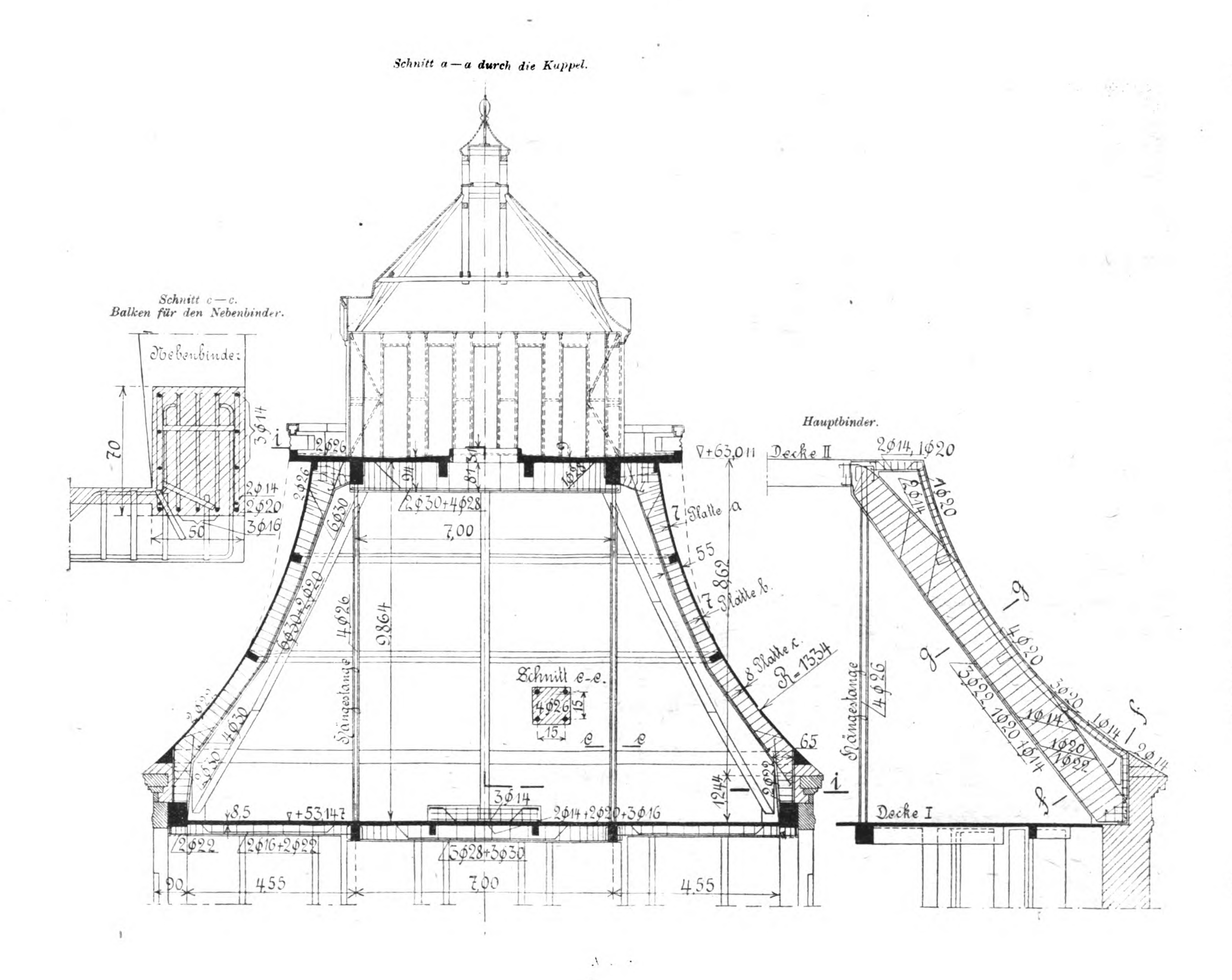
einer Eisenbetonkuppel bei dem Museumsbau besonders erwünscht sind. Die Ausführung wurde der mindestfordernden Firma Carl Brandt, Düsseldorf, Zweigniederlassung Berlin, Unternehmung für Beton-, Eisenbeton-, Hoch- und Tiefbau, auf Grund des eingereichten zweckentsprechenden Entwurfs übertragen, und ist auch die statische Berechnung der Konstruktion von der Zweigniederlassung Berlin aufgestellt worden.

Die Anordnung und Ausbildung der Kuppelkonstruktion zeigen die Abb. 4, 6, 7 und 8.

Kuppelschaftes ist an die Hauptbinder angehängt. Das Eigengewicht der ganzen Eisenbetonkonstruktion ist verhältnismäßig gering, so daß die Beanspruchung des Pfeilermauerwerks noch in den zulässigen Grenzen bleibt. Die runden Vorbauten an den vier Seiten der Kuppel sind der einfacheren Ausführung wegen in Holz hergestellt und an einbetonierten Eisen gut befestigt worden (Abb. 4 und 8).

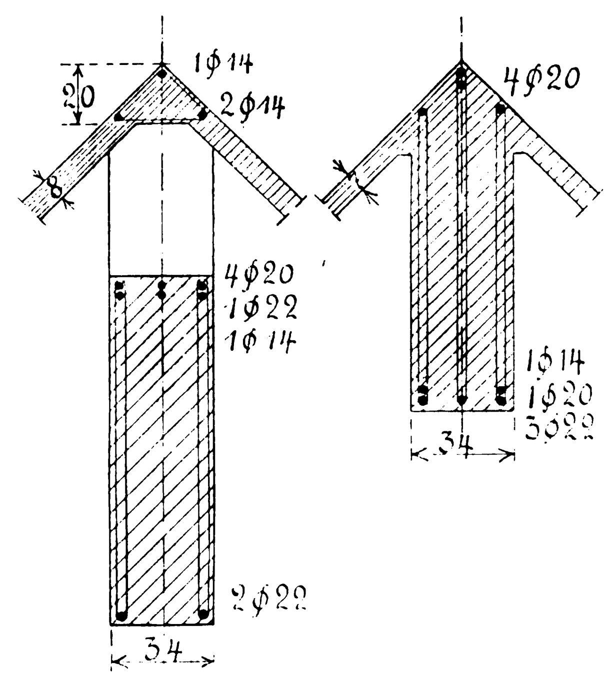
Die Kuppellaterne ist aus L-Eisengerippe hergestellt, das mit dem Eisenbeton sorgfältig verankert und mit

Schnitt a—a durch die Kuppel.



Schnitt c—c.
Balken für den Nebenbinder.

5 cm Zementmörtelumhüllung versehen ist (Abb. 8). Die Dachhaut der Kuppel, die Oberfläche der Abschlußdecke und die Außenflächen der Kuppellaterne sind mit Kupfer bekleidet.



Schnitt f—f und g—g (Hauptbinder).

Die Berechnung der Haupt- und Nebenbinder der Kuppel soll hier kurz mitgeteilt werden.

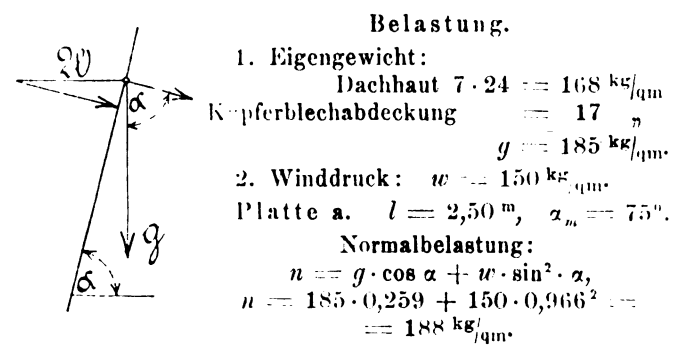
Belastungsannahmen.

Eigengewicht des Eisenbetons	2400 kg/cbm
„ der Kupfereindeckung	17 kg/qm
Winddruck (wagerecht wirkend)	150 „
Schneelast	75 „
Nutzlast der unteren Decke (Decke I)	200 „
„ „ oberen „ (Decke II)	400 „

Berechnung der Kuppel.

I. Dachhaut.

Die angreifenden Kräfte werden in zwei Komponenten zerlegt, normal und parallel zur Plattenebene.



Belastung.

1. Eigengewicht:

Dachhaut $7 \cdot 24 = 168$ kg/qm
Kupferblechabdeckung $= 17$ „
$g = 185$ kg/qm.

2. Winddruck: $w = 150$ kg/qm.

Platte a. $l = 2{,}50$ m, $\alpha_m = 75^0$.

Normalbelastung:

$$n = g \cdot \cos\alpha + w \cdot \sin^2 \cdot \alpha,$$
$$n = 185 \cdot 0{,}259 + 150 \cdot 0{,}966^2 = 188 \text{ kg/qm}.$$

Wegen der Kontinuität ist

$$M_n = \frac{1}{10} \cdot 188 \cdot 2{,}50^2 = 118 \text{ mkg}.$$

Nach den amtlichen Bestimmungen ergibt sich bei

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{26}{1000} \text{ kg/qcm}: h - a = 0{,}55 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = 6{,}0 \text{ cm},$$
$$f_e = 0{,}20 \cdot \sqrt{M \cdot b} = 2{,}17 \text{ cm}^2. \text{ Gewählt } h = 7 \text{ cm},$$
$$f_e = 4\tfrac{1}{2} \text{ R. E. } 8 \text{ mm } \varnothing = 2{,}25 \text{ qcm}.$$

Tangentialbelastung $t = g \cdot \sin\alpha$;

$$t = 185 \cdot 0{,}966 = 178 \text{ kg/qm}.$$

Winddruck wirkt günstig.

$$l = 4{,}9 \text{ m}. \quad M_t = \frac{1}{8} \cdot 178 \cdot 2{,}50 \cdot 4{,}9^2 = 1330 \text{ mkg}.$$
$$\sigma = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 133000}{7 \cdot 250^2} = 1{,}83 \text{ kg/qcm}.$$

Platte b. $l = 2{,}90$ m, $\alpha_m = 60^0$.

$$n = 185 \cdot 0{,}50 + 150 \cdot 0{,}86^2 = 205 \text{ kg/qm}.$$
$$M_n = \frac{1}{10} \cdot 205 \cdot 2{,}90^2 = 172 \text{ mkg}.$$

Für $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{33}{1000}$ kg/qcm ergibt sich

$$h - a = 0{,}453 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = 5{,}93 \text{ cm},$$

$f_e = 0{,}248 \cdot \sqrt{M \cdot b} = 3{,}25$ qcm. Gewählt $h = 7$ cm und $f_e = 6\tfrac{1}{2}$ R. E. 8 mm $= 3{,}26$ qcm.

Platte c. $l = 3{,}65$ m, $\alpha_m = 50^0$.

Die Schneelast ist bei $\alpha > 40^0$ nach der „Hütte“ $\frac{75}{2} = 38$ kg/qm. Schneelast kommt aber nur für den unteren rd. 1,7 m breiten Streifen in Betracht.

170 245 kg/m 207 365

$$n = 185 \cdot 0{,}643 + 150 \cdot 0{,}766^2 = 207{,}00 \text{ kg/qm}$$
$$n_s = 38 \cdot 0{,}643 = 24{,}50 \text{ „}$$
$$231{,}50 \text{ kg/qm}$$

$$A = \frac{3{,}65}{2} \cdot 207 + 24{,}5 \cdot 1{,}70 \cdot \frac{2{,}80}{3{,}65} = 409 \text{ kg}$$
$$B = \frac{3{,}65}{2} \cdot 207 + 24{,}5 \cdot 1{,}70 \cdot \frac{0{,}85}{3{,}65} = 387 \text{ kg}.$$

Wegen der Kontinuität ist $M = \frac{4}{5} \cdot \frac{387 \cdot 1{,}87}{2} = 289{,}5$ mkg.

Für $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{40}{900}$ kg/qcm ergibt sich

$$h - a = 0{,}38 \sqrt{\frac{M}{b}} = 6{,}6 \text{ cm},$$
$$f_e = 0{,}293 \sqrt{M \cdot b} = 5{,}0 \text{ qcm}.$$

Gewählt $h = 8$ cm und $f_e = 10\tfrac{1}{2}$ R. E. 8 mm $= 5{,}28$ qcm.

Pfette 1. $l = 6{,}3$ m (Abb. 7).

Belastung: Eigengewicht 115 kg/m.

Platten b und c $\frac{2{,}90}{2} \cdot 205 + 387 = 685$ kg/m

Eigengewicht $g \cdot \cos\alpha = \frac{115}{\sqrt{2}} = 80$ „
765 kg/m.

Die Pfetten bilden einen horizontalen geschlossenen Rahmen; es wird daher mit teilweiser Einspannung gerechnet.

$$A = \frac{6{,}30}{2} \cdot 765 = 2410 \text{ kg},$$
$$M = \frac{765 \cdot 6{,}30^2}{10} = 3050 \text{ mkg}.$$

b = 200 7 35 16 fe = 4φ20

Gewählt $h = 35$ cm, $b = 200$ cm, $b_1 = 16$ cm, $d = 7$ cm, $f_e = 4$ R. E. 20 mm $= 12{,}57$ qcm.

$$x = \frac{15 \cdot 12{,}57}{200}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 200 \cdot 32}{15 \cdot 12{,}57}}\right) = 6{,}9 \text{ cm},$$

$d = 7$ cm,

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 305000}{200 \cdot 6{,}9\left(32 - \frac{6{,}9}{3}\right)} = 14{,}9 \text{ kg/qcm},$$
$$\sigma_e = \frac{305000}{12{,}57 \cdot \left(32 - \frac{6{,}9}{3}\right)} = 818 \text{ kg/qcm}.$$

Die Schubspannung am Auflager:

$$\tau_0 = \frac{2410}{16\cdot 29,7} = 5,06 \text{ kg/qcm},$$

$$e = \frac{5,06 - 4,5}{5,06}\cdot 315 = 35 \text{ cm},$$

aufgebogen wird 1 R. E. 20 mm ⌀ = 3,14 qcm.

$$Z = \frac{1}{2\cdot\sqrt{2}}\cdot 16\cdot 35\cdot(5,06 - 4,5) = 110 \text{ kg},$$

$$\tau_1 = \frac{5,06\cdot 16}{3\cdot 3,14\cdot 2,0} = 4,3 \text{ kg/qcm}.$$

Die Eisen sind an den Enden umgebogen.

Pfette 2. $l = 5,20$ m.

Eigengewicht = 80 kg/m

Von Platte a und b:

$$\frac{2,50}{2}\cdot 188 + \frac{2,90}{2}\cdot 205 = \frac{532 \text{ „}}{612 \text{ kg/m}},$$

$$M = \frac{1}{10}\cdot 612\cdot 5,20^2 = 1660 \text{ mkg},$$

$$A = 6,12\cdot\frac{5,20}{2} = 1600 \text{ kg}.$$

Gewählt $h = 30$ cm, $b = 173$ cm, $b_1 = 16$ cm, $d = 7$ cm, $f_e = 4$ R. E. 16 mm = 8,04 qcm.

$$x = \frac{15\cdot 8,04}{173}\cdot\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2\cdot 27\cdot 173}{15\cdot 8,04}}\right) = 5,5 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2\cdot 166000}{173\cdot 5,5\left(27,0 - \frac{5,5}{3}\right)} = 12,7 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = \frac{166000}{8,04\cdot\left(27,0 - \frac{5,5}{3}\right)} = 820 \text{ kg/qcm},$$

$$\tau_0 = \frac{1600}{16\cdot\left(27,0 - \frac{5,5}{3}\right)} = 4,0 \text{ kg/qcm}, \text{ aufgebogen 1 R. E. 16 mm},$$

$$\tau_1 = \frac{4,0\cdot 16}{3\cdot 1,6\cdot 3,14} = 4,3 \text{ kg/qcm}.$$

II. Nebenbinder.

1. Vertikale Belastung.

P_0: vom Eigengewicht des Binders 0,270 · 3,80 = 1,03 t

P_1: von Pfette 1: Dachhaut und Pfettengewicht
6,85 · (0,07 · 3,0 · 2,4 + 0,11) = 4,22
Eigengewicht 3,00 · 0,270 = 0,81
5,03 t

P_2: von Pfette 2:
5,4 (0,07 · 3,0 · 2,4 + 0,08) = 3,15
Eigengewicht wie vor = 0,81
3,96 t

P_3: Eigengewicht 1,76 · 0,270 = 0,48
von Balken 7: 2 · 3,38 = 6,76
7,24 t

$\Sigma P_{1-3} = 5,03 + 3,96 + 7,24 = 16,23$ t.

a) Momente im statisch bestimmten Hauptsystem M^0:

5,03 · 2,05 = 10,3 mt
3,96 · 3,30 = 13,1 „
7,24 · 3,85 = 27,8 „
51,2

$B = \frac{51,2}{4,80} = 10,7$ t

$A = \Sigma P - B = 16,23 - 10,7 = 5,53$ t

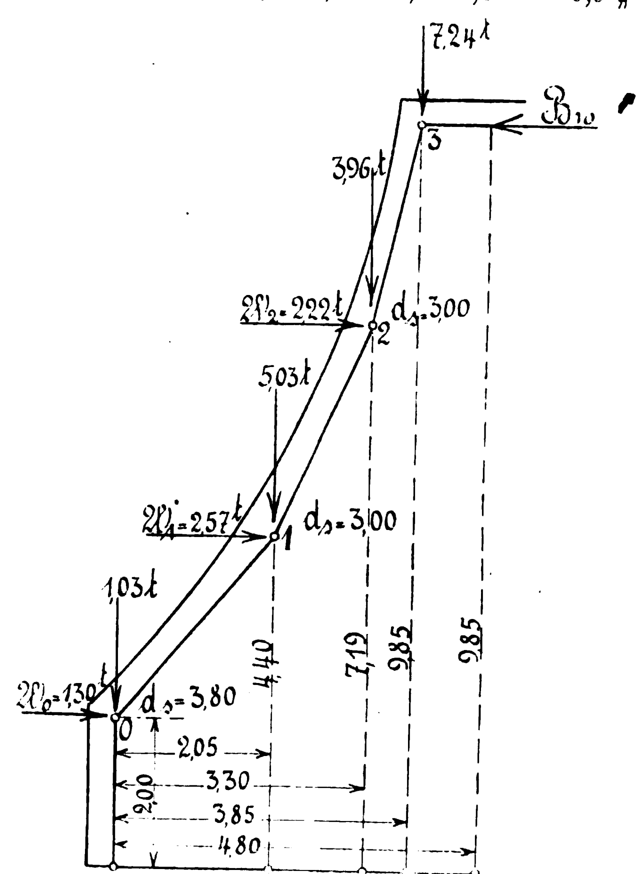
$A + P_0 = 5,53 + 1,03 = 6,56$ t

$M_0^0 = 0$ mt

$M_1^0 = 5,53\cdot 2,05 = 11,4$ „

$M_2^0 = 5,53\cdot 3,30 - 5,03\cdot 1,25 = 11,9$ mt

$M_3^0 = 5,53\cdot 3,85 - 5,03\cdot 1,8 - 3,96\cdot 0,55 = 9,9$ „



b) Momente im Rahmen.

An beiden Auflagern können horizontale und vertikale Kräfte aufgenommen werden. Es sind an diesen Stellen Gelenke angeordnet. Die Berechnung der statisch unbestimmten Größe X erfolgt nach dem Gesetz von der kleinsten Formänderungsarbeit. Die Formänderungsarbeit beträgt

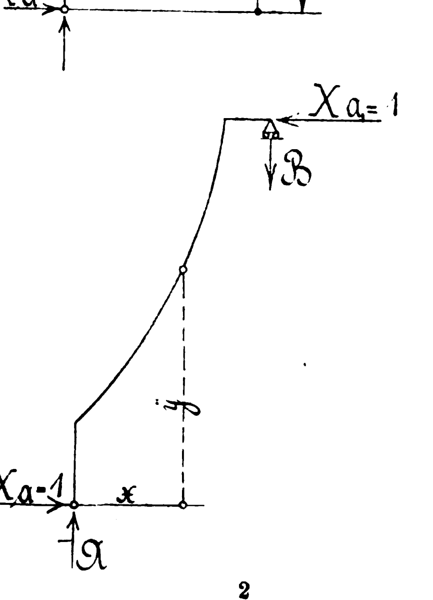
$$L = \frac{1}{2}\int\frac{M_x^2}{E\cdot J}\cdot ds.$$

Dieser Wert muß durch die statisch unbestimmte Größe X_a zu einem Minimum gemacht werden. Also

$$\frac{\partial L}{\partial X_a} = 0 = \int\frac{M_x}{E\cdot J}\cdot\frac{\partial M_x}{\partial X_a}\cdot ds.$$

$M_x = M^0 + M^a\cdot X_a$.

M^0 = Moment im statisch bestimmten Hauptsystem infolge der wirklichen Belastung.



M^a = Moment im statisch bestimmten Hauptsystem infolge der Kraft $X_a = 1$.

$$\int (M_x^0 + M_x^a \cdot X_a) \cdot M_x^a \cdot ds = 0$$

$$X_a = -\frac{\int M_x^0 \cdot M_x^a \cdot ds}{\int (M^a)^2 \cdot ds}$$

oder als Summe ausgedrückt:

$$X_a = -\frac{\Sigma M_x^0 \cdot M_x^a \cdot ds}{\Sigma (M^a)^2 ds}.$$

Berechnung von X_a.

Für $X_a = 1$ ist:

$$A \cdot l = 1 \cdot h; \quad A = \frac{h}{l};$$

$$M_x^a = \frac{h}{l} \cdot x - y, \quad \frac{h}{l} = \frac{9{,}85}{4{,}80} = 2{,}05.$$

Für die einzelnen Binderpunkte ergeben sich, wenn die Schwerpunkte der Pfetten als Koordinaten eingeführt sind:

Punkt 0: $M_0^a = 2{,}05 \cdot \quad 0 - 2{,}00 = -2{,}00$ mt

" 1: $M_1^a = 2{,}05 \cdot 2{,}05 - 4{,}40 = -0{,}20$ "

" 2: $M_2^a = 2{,}05 \cdot 3{,}30 - 7{,}19 = -0{,}39$ "

" 3: $M_3^a = 2{,}05 \cdot 3{,}85 - 9{,}85 = -1{,}95$ "

Punkt	M^0	M^a	ds	$M^0 M^a ds$	$(M^a)^2 ds$
0	0	— 2,00	3,80	0	15,20
1	11,40	— 0,20	3,00	— 6,85	0,12
2	11,90	— 0,39	3,00	— 13,90	0,45
3	9,90	— 1,95	1,76	— 34,00	6,70
—	—	—	—	— 54,75	22,47

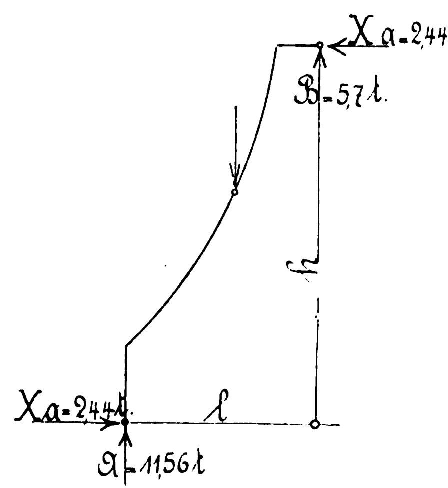
$$X_a = +\frac{54{,}75}{22{,}47} = +2{,}44\,^t.$$

$M_0 = \quad 0 - 2{,}00 \cdot 2{,}44 = - \quad 4{,}88$ mt

$M_1 = 11{,}4 - 0{,}20 \cdot 2{,}44 = + 10{,}91$ "

$M_2 = 11{,}9 - 0{,}39 \cdot 2{,}44 = + 10{,}94$ "

$M_3 = \quad 9{,}9 - 1{,}95 \cdot 2{,}44 = + \quad 5{,}15$ "



c) Normalkräfte im Rahmen.

$$A \cdot l - \Sigma P \cdot (l - a) - X_a \cdot h = 0;$$

$$A = \frac{\Sigma P \cdot (l - a)}{l} + X_a \cdot \frac{h}{l} =$$

$$= 6{,}56 + 2{,}44 \cdot \frac{9{,}85}{4{,}80} = 11{,}56\,^t;$$

$$B = 10{,}70 - 2{,}44 \cdot \frac{9{,}85}{4{,}80} = 5{,}70\,^t.$$

Punkt 0: $N_0 = 11{,}56\,^t$.

Punkt 1: $N_1 = V_1 \cdot \sin \alpha_1 + X_a \cdot \cos \alpha_1$,

$\alpha_1 = 58^0$,

$N_1 = (11{,}56 - 1{,}03) \cdot 0{,}848 + 2{,}44 \cdot$

$\cdot 0{,}53 = 10{,}22\,^t$.

Punkt 2: $N_2 = (11{,}56 - 1{,}03 - 5{,}03) \cdot 0{,}946$

$+ 2{,}44 \cdot 0{,}323 = 5{,}99\,^t$,

$\alpha_2 = 71^0\,10'$.

Punkt 3 = Auflager B: $N_3 = 2{,}44\,^t$.

2. Horizontale Belastung durch Wind.

Dieselbe wird durch die Pfetten als Einzellasten auf die Binder übertragen.

Pfette 0: $W_0 = 7{,}85 \cdot 1{,}10 \cdot 0{,}150 = 1{,}30\,^t$

" 1: $W_1 = 6{,}85 \cdot 2{,}50 \cdot 0{,}150 = 2{,}57\,^t$

" 2: $W_2 = 5{,}40 \cdot 2{,}73 \cdot 0{,}150 = 2{,}22\,^t$

$W = 6{,}09\,^t$

Bestimmung von B_w.

$$\Sigma W \cdot y = B_w \cdot l, \quad \frac{\Sigma W \cdot y}{l} = B_w$$

$1{,}30 \cdot 2{,}00 = \quad 2{,}60$

$2{,}57 \cdot 4{,}40 = 11{,}30$

$2{,}22 \cdot 7{,}19 = 16{,}00$

$$B_w = \frac{29{,}90}{4{,}80} = 6{,}22\,^t.$$

Unter Voraussetzung des bereits erwähnten statisch bestimmten Hauptsystems ergeben sich:

a) Momente im statisch bestimmten Hauptsystem:

$M_0^0 = 6{,}09 \cdot 2{,}00 = 12{,}2$ mt

$M_1^0 = 6{,}09 \cdot 4{,}4 - 1{,}3 \cdot 2{,}4 - 6{,}22 \cdot 2{,}05 = 10{,}9$ "

$M_2^0 = 6{,}09 \cdot 7{,}19 - 1{,}3 \cdot 5{,}19 - 2{,}57 \cdot$

$\cdot 2{,}79 - 6{,}22 \cdot 3{,}3 = 9{,}0$ "

$M_3^0 = 6{,}09 \cdot 9{,}85 - 1{,}3 \cdot 7{,}85 - 2{,}57 \cdot$

$\cdot 5{,}45 - 2{,}22 \cdot 2{,}66 - 6{,}22 \cdot 3{,}85 = 5{,}9$ "

b) Momente im Rahmen.

Punkt	M^0	M^a	ds	$M^0 M^a ds$	$(M^a)^2 ds$
0	12,20	— 2,00	3,80	— 92,30	15,20
1	10,90	— 0,20	3,00	— 6,55	0,12
2	9,00	— 0,39	3,00	— 10,55	0,45
3	5,90	— 1,95	1,76	— 20,20	6,70
	—	—	—	— 129,60	22,47

$$X_a^w = +\frac{129{,}60}{22{,}47} = 5{,}78\,^t.$$

$M_0^w = 12{,}2 - 2{,}00 \cdot 5{,}78 = + 0{,}64$ mt

$M_1^w = 10{,}9 - 0{,}20 \cdot 5{,}78 = + 9{,}30$ "

$M_2^w = \quad 9{,}0 - 0{,}39 \cdot 5{,}78 = + 6{,}74$ "

$M_3^w = \quad 5{,}9 - 1{,}95 \cdot 5{,}78 = - 5{,}40$ "

c) Normalkräfte im Rahmen.

Nach b): $X_a^w = 5{,}78\,^t$

$W - X_a^w = 6{,}09 - 5{,}78 = 0{,}31\,^t$.

$B^w \cdot l + X_a^w \cdot h - \Sigma W \cdot y = 0$.

$$B^w = \frac{\Sigma W \cdot y}{l} - X_a^w \cdot \frac{h}{l} =$$

$= 6{,}22 - 5{,}78 \cdot 2{,}05 = - 5{,}60\,^t$,

daher ist der Richtungssinn der Reaktion entgegengesetzt.

Punkt 0: $N_0^w = \qquad + 5{,}60\,^t$

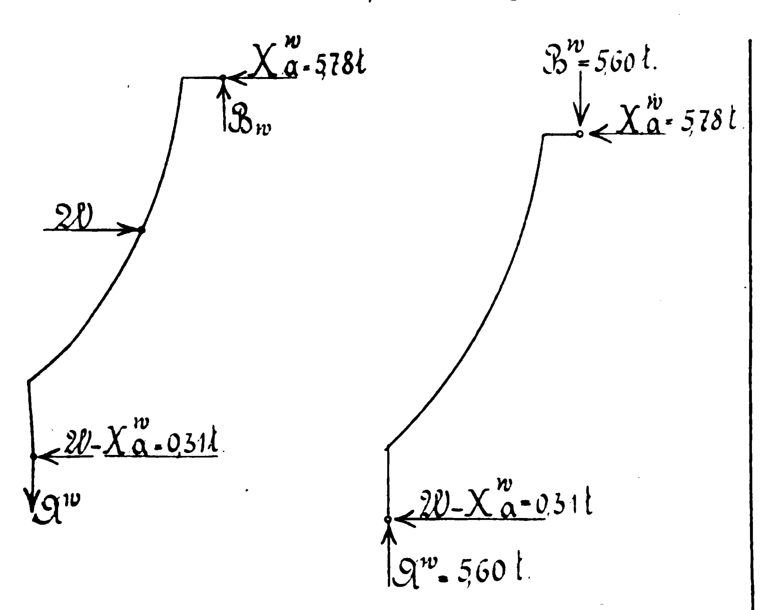
Punkt 1: $\alpha_1 = 58^0$,

$N_1^w = 5{,}60 \cdot 0{,}848 + (1{,}30 - 0{,}31) \cdot 0{,}53 = 5{,}20\,^t$

Punkt 2: $\alpha_2 = 71^0\,10'$,

$N_2^w = 5{,}60 \cdot 0{,}946 + (1{,}30 - 0{,}31 + 2{,}57) \cdot 0{,}323 = 6{,}45\,^t$

Punkt 3 = Auflager B. $N_3^w = 5{,}78\,^t$



3. Bemessung.

Punkt 0:

$$M_0 = -\ 4{,}88^{\,\mathrm{mt}};\quad M_0^w = +\ 0{,}64^{\,\mathrm{mt}}.$$
$$N_0 = +\ 11{,}56^{\,\mathrm{t}};\quad N_0^w = +\ 5{,}60\ \text{„}$$

Maßgebend ist daher die lotrechte Belastung allein.

Gewählt: $h = 72^{\,\mathrm{cm}};\ b = 22^{\,\mathrm{cm}};$

$$f_e = 2\,\varnothing\ 30^{\,\mathrm{mm}} = 14{,}14^{\,\mathrm{cm}^2};$$
$$c = \frac{M_1}{N} = \frac{488}{11{,}56} = 42{,}3^{\,\mathrm{cm}};$$
$$e = -\ 42{,}3 + \frac{72}{2} = -\ 6{,}3^{\,\mathrm{cm}};$$
$$\frac{22}{6\cdot 15\cdot 14{,}14}\cdot x^3 + \frac{22\cdot 6{,}3}{2\cdot 15\cdot 14{,}14}\cdot x^2 - (-\ 12{,}6 - 72)\ x = 2\cdot 3^2 + 72^2 - (6 - 6{,}3)\cdot 72,$$
$$0{,}0173\ x^3 + 0{,}326\ x^2 + 84{,}6\ x = 5223{,}6,\ x = 41{,}1^{\,\mathrm{cm}};$$
$$\sigma_b = \frac{11560}{\frac{22}{2}\cdot 41{,}1 + \frac{15\cdot 14{,}14}{41{,}1}\cdot(2\cdot 41{,}1 - 72)} = 22{,}8^{\,\mathrm{kg}/\mathrm{cm}^2};$$
$$\sigma_{ez} = 15\cdot 22{,}8\cdot\frac{72 - 3 - 41{,}1}{41{,}1} = 233^{\,\mathrm{kg}/\mathrm{cm}^2}.$$

Punkt 1:

$$M_1 = 10{,}91 + 9{,}30 = 20{,}21^{\,\mathrm{mt}},$$
$$N_1 = 10{,}22 + 5{,}20 = 15{,}42^{\,\mathrm{t}},$$
$$b = \frac{900}{3} = 300^{\,\mathrm{cm}}.$$

Gewählt: $h = 55^{\,\mathrm{cm}};\ b = 300^{\,\mathrm{cm}};$

$$b_1 = 22^{\,\mathrm{cm}};\quad d = 7^{\,\mathrm{cm}};$$
$$f_e = 6\,\varnothing\ 30^{\,\mathrm{mm}} + 2\,\varnothing\ 20^{\,\mathrm{mm}} = 48{,}69^{\,\mathrm{cm}^2};$$
$$x = \frac{15\cdot 48{,}69\cdot 52 + \tfrac{1}{2}\ 7{,}0^2\cdot 300}{300\cdot 7{,}0 + 15\cdot 48{,}69} = 16{,}0^{\,\mathrm{cm}};$$
$$y = 16{,}0 - \frac{7{,}0}{2} + \frac{7{,}0^2}{6\ (2\cdot 16{,}0 - 7{,}0)} = 12{,}8^{\,\mathrm{cm}};$$
$$\sigma_e = \frac{2021000}{48{,}69\ (52 - 16{,}0 + 12{,}8)} = 855^{\,\mathrm{kg}/\mathrm{cm}^2};$$
$$\sigma_b = 855\cdot\frac{16{,}0}{15\cdot(52 - 16{,}0)} = 25{,}4^{\,\mathrm{kg}/\mathrm{cm}^2}.$$

Nach Navier die Normalkraft auf die Druckfläche verteilt:

$$F = 300\cdot 7{,}0 + 22\cdot(16 - 7{,}0) = 2298^{\,\mathrm{cm}^2};$$
$$\frac{N}{F} = \frac{15420}{2298} = 6{,}73^{\,\mathrm{kg}/\mathrm{cm}^2};$$
$$\sigma_{\mathrm{total}} = 25{,}4 + 6{,}73 = 32{,}13^{\,\mathrm{kg}/\mathrm{cm}^2}.$$

Punkt 2.

$$M_2 = 10{,}94 + 6{,}74 = 17{,}68^{\,\mathrm{mt}};$$
$$N_2 = 5{,}99 + 6{,}45 = 12{,}44^{\,\mathrm{t}}.$$

Abmessungen genau wie vor, daher die resultierenden Spannungen geringer als bei Punkt 1.

Punkt 3.

$$M_3 = +\ 5{,}15^{\,\mathrm{mt}};\quad M_3^w = -\ 5{,}40^{\,\mathrm{mt}};$$
$$N_3 = +\ 2{,}44^{\,\mathrm{t}};\quad N_3^w = +\ 5{,}78^{\,\mathrm{t}}.$$

Die lotrechte Belastung ist für die Bemessung allein maßgebend.

Bei angenäherter, etwas ungünstiger Berechnungsweise ergibt sich die Gesamtspannung:

$$\sigma_{\mathrm{total}} = \sigma_{\mathrm{Biegung}} + \sigma_{\mathrm{Normaldruck}}.$$

Biegung:

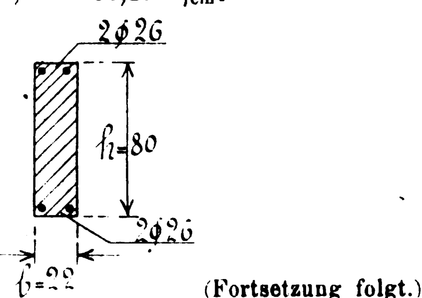
$$\text{Für}\ \frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{29}{1000}^{\,\mathrm{kg}/\mathrm{cm}^2};$$
$$h - a = 0{,}504\cdot\sqrt{\frac{5150}{0{,}22}} = 77^{\,\mathrm{cm}};$$
$$f_e = 0{,}221\cdot\sqrt{5150\cdot 0{,}22} = 7{,}45^{\,\mathrm{cm}^2}.$$

Gewählt: $h = 80^{\,\mathrm{cm}};\quad b = 22^{\,\mathrm{cm}};$

$$f_e = 2\,\varnothing\ 26^{\,\mathrm{mm}} = 10{,}62^{\,\mathrm{cm}^2}.$$

Normaldruck:

$$\sigma_n = \frac{2440}{22\cdot 80 + 15\cdot 2\cdot 10{,}62} \sim 1{,}17^{\,\mathrm{kg}/\mathrm{cm}^2};$$
$$\sigma_{\mathrm{total}} = 29 + 1{,}17 \sim 30{,}17^{\,\mathrm{kg}/\mathrm{cm}^2}.$$



(Fortsetzung folgt.)

Berechnung der Rahmenfachwerke (Vierendeelträger) auf zeichnerischem Wege.

Von Dr.-Ing. Chr. Vlachos (Karlsruhe).

I.

Der allgemeine Fall eines an den Knotenpunkten belasteten Rahmenträgers (s. Abb. 1) mit nicht parallelen Gurtungen und ungleichem Trägheitsmoment der Glieder kann in der gleichen Weise berechnet werden, wie der vom Verfasser auf Seite 75 u. f. d. J. 1915 dieser Zeitschrift behandelte durchgehende Bogenträger auf elastisch drehbaren Stützen mit festem lotrechten und mit elastisch nachgiebigem wagrechten Auflager. (Vergleiche Ostenfeld „Beitrag zur Berechnung von Vierendeelträgern“ in „Beton und Eisen“ v. J. 1910, Heft II, Seite 33 u. f.)

Betrachten wir den Rahmenträger der Abb. 1, von welchem wir die obere Gurtung trennen. Wir lassen dann auf jede Stütze dieser Gurtung zwei verschiedene Stützenmomente und zwei Bogenkräfte X wirken.

Den Angriffspunkt der Bogenkraft verlegen wir in die Mitte jedes Rahmens. Dieser besteht aus zwei Gurtungen und zwei Stützen. Wirken auf die obere

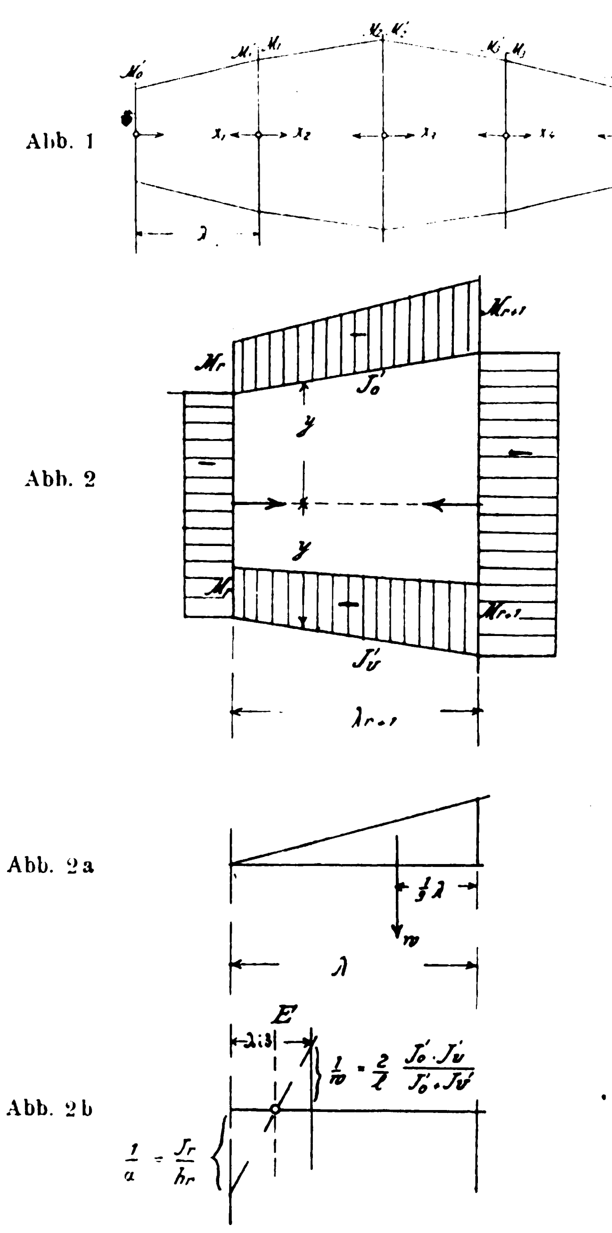

Abb. 1

Abb. 2

Abb. 2a

Abb. 2b

Gurtung des Rahmens die Stützenmomente M_r und M_{r+1} (s. Abb. 2), so entstehen in der unteren Gurtung dieselben Stützenmomente von gleichem Zeichen. Wir haben hier einen durchgehenden Träger mit so vielen Oeffnungen, als Rahmen vorhanden sind.

Die Momente der oberen und unteren Gurtungen erzeugen an den Stützen Winkeländerungen. In jeder Oeffnung lassen wir als Drittellinie (s. Abb. 2 a) die elastische Kraft

$$1)\qquad w = \frac{\lambda}{2 J'_u} + \frac{\lambda}{2 J'_0} = \frac{\lambda}{2}\left(\frac{1}{J'_0} + \frac{1}{J'_u}\right) = \frac{\lambda}{2}\left(\frac{J'_0 + J'_u}{J'_0 \cdot J'_u}\right) = \frac{\lambda}{2}\,\frac{1}{\dfrac{J'_0 \cdot J'_u}{J'_u + J'_0}}$$

wirken, dabei bezeichnen $J'_0 = J_0 \cos\varphi$, $J'_u = J_u \cos\varphi$ die Trägheitsmomente der Projektionen der oberen und unteren Gurtungen.

Wir setzen

$$2)\qquad J = \frac{J'_0 \cdot J'_u}{J'_u + J'_0}$$

für $J'_0 = J'_u$, ist $J = J'_0 : 2$, und

$$1\text{a})\qquad w = \frac{\lambda}{J'_0}.$$

Mit dieser Drittellinie erreichen wir, daß die Winkeländerungen an den Stützen durch die Stützenmomente der oberen und unteren Gurtung berücksichtigt werden. Wir ermitteln aber die Stützenmomente nur einer Gurtung.

Die Elastizitätslinien jeder Oeffnung finden wir auf folgende Weise:

Wirkt am oberen Punkt einer Vertikalen h_r mit dem Trägheitsmoment J_r das Moment „eins", so entsteht auf der ganzen Vertikale das konstante Moment „eins". Der Winkel am oberen Ende ist

$$3)\qquad \alpha = \frac{h_r}{J_r}.$$

Tragen wir (s. Abb. 2b) auf der Stütze den Ausdruck $\frac{1}{\alpha}$ von der Achse aus und auf der Drittellinie die Größe

$$\frac{1}{w} = \frac{2}{\lambda}\,\frac{J'_0 \cdot J'_u}{J'_u + J'_u}$$

$$\left(\text{für konstant. } J \text{ ist } \frac{1}{w} = \frac{J}{\lambda}\right)$$

auf und verbinden die Endpunkte, so erhalten wir auf der Achse den Punkt der Elastizitätslinie.

1. Kreuzlinien aus der Belastung.

Abb. 3.

Durch die Belastung der Knotenpunkte der unteren Gurtung entstehen die Momente $\mathfrak{M}_r$ und $\mathfrak{M}_{r+1}$ an den Stützen.

Durch die Belastung mit diesen Momenten geteilt durch J'_u entsteht auf der Stütze $r-1$ die Auflagerkraft oder der Winkel

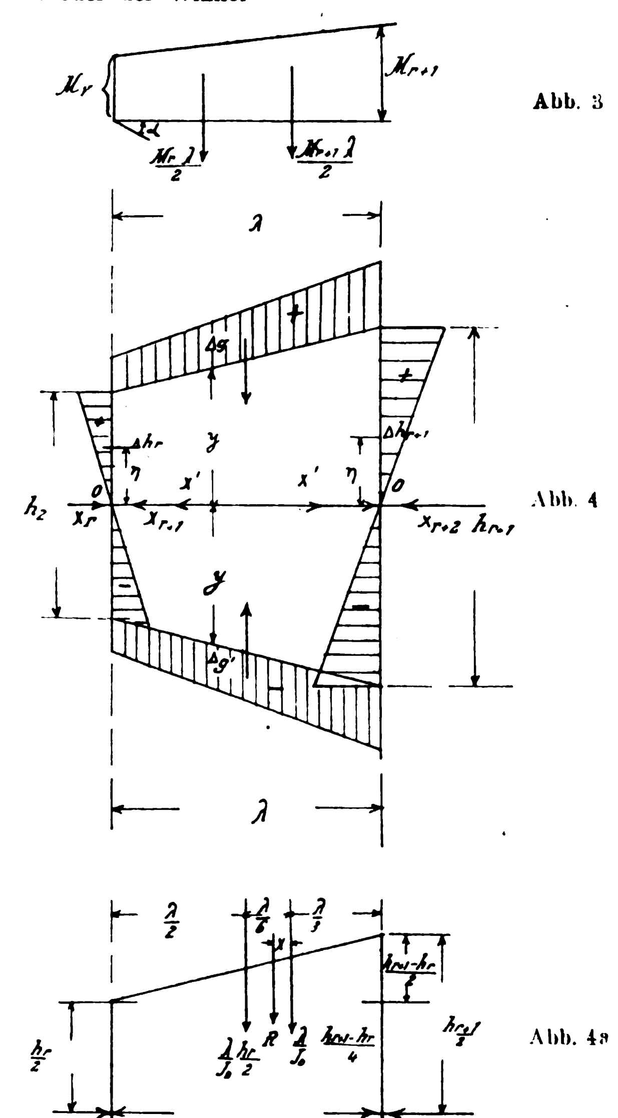

Abb. 3

Abb. 4

Abb. 4a

$$\alpha = \frac{\mathfrak{M}_r \cdot \lambda}{2\,J_u'}\,\frac{2}{3} + \frac{\mathfrak{M}_{r+1}\,\lambda}{2\,J_u'}\,\frac{1}{3} = \frac{\lambda}{6\,J_u'}\,(\mathfrak{M}_{r+1} + 2\,\mathfrak{M}_r)$$

und der Abschnitt der Kreuzlinie auf der Stütze $r + 1$

4) $$\frac{\alpha \cdot \lambda}{w \cdot e} = \frac{J_0'}{J_0' + J_u'}\,(\mathfrak{M}_{r+1} + 2\,\mathfrak{M}_r).$$

Für $J_0' = J_u'$ ist

4 a) $$\frac{\alpha\,l}{w \cdot e} = \frac{(\mathfrak{M}_{r+1} + 2\,\mathfrak{M}_r)}{2}.$$

Mit diesen Kreuzlinien erhält man die Stützenmomente einer Gurtung.

2. Ermittelung der s-Linie und des Punktes S.

Abb. 2, 4, 4 a.

Wirken auf die obere Gurtung eines Rahmens die negativen Stützenmomente (s. Abb. 2) und auf das Element Δg an der Stelle x das Stützenmoment M_x, so entsteht in der Richtung X die Verschiebung

$$\sum_0^\lambda M_x \cdot \Delta g \cdot y$$

nach innen und infolge der Wirkung des gleichen Momentes auf jedem Element $\Delta g'$ der unteren Gurtung die Verschiebung

$$\sum_0^\lambda M_x \cdot \Delta g' \cdot y$$

nach außen. Infolgedessen ist die Verschiebung nach innen $\sum_0^\lambda M_x\,(\Delta g - \Delta g')\,y$. Die Momente auf den Stützen erzeugen nach der Richtung X keine Verschiebung. Eine Kraft X' in der Mitte des Trägers nach außen wirkend verursacht in der oberen Gurtung positives, in der unteren negatives Moment.

Es entstehen dann mit den Bezeichnungen der Abb. 4 folgende Verschiebungen nach außen:

aus der oberen und unteren Gurtung

$$X' \left\{\sum_0^\lambda (\Delta g + \Delta g')\,y^2\right\},$$

aus der Vertikalen

$$X' \left\{2 \sum_0^{h_r} \Delta h_r \cdot \eta^2 + 2 \sum_0^{h_{r+1}} \Delta h_{r+1} \cdot \eta'^2\right\}.$$

Es muß also die Beziehung bestehen, daß die Summe der Verschiebungen gleich „Null" sein soll, d. h.

$$\sum_0^\lambda M_x\,(\Delta g - \Delta g')\,y =$$
$$= X' \left\{\sum_0^\lambda (\Delta g + \Delta g')\,y^2 + 2 \sum_0^{h_r} \Delta h_r \cdot \eta^2 + 2 \sum_0^{h_{r+1}} \Delta h_{r+1} \cdot \eta'^2\right\}.$$

Durch den Schnittpunkt der Momentenlinie mit der Achse durch die Punkte 0 denken wir uns eine Gerade μ gezogen, deren Ordinaten an den Stellen des Momentes M_x mit μ_x bezeichnet werden sollen.

Diese Linie soll so gezogen werden, daß die Beziehung

$$M_x = \mu_x \cdot X'$$

bestehen soll. Durch die Einsetzung dieses Wertes in der vorhergehenden Gleichung erhalten wir:

$$\sum_0^l \mu_x\,(\Delta g - \Delta g')\,y =$$
$$= \left\{\sum_0^l (\Delta g + \Delta g')\,y^2 + 2 \sum_0^{h_r} \Delta h_r \cdot \eta^2 + 2 \sum_0^{h_{r+1}} \Delta h_{r+1} \cdot \eta'^2\right\}.$$

Das erste Glied dieser Gleichung stellt das statische Moment der auf der Geraden μ wirkenden wagrechten Kräfte $(\Delta g - \Delta g')\,y$ in bezug auf die Achse 0.

Läßt man also auf der Geraden μ lotrecht und wagrecht die Kräfte $(\Delta g - \Delta g')\,y$ wirken und bildet die Resultierenden, so erhält man als Schnittpunkt dieser den gesuchten Punkt S in der Entfernung von der Achse 0.

5) $$\mu_0 = \frac{\sum_0^l (\Delta g + \Delta g')\,y^2 + 2 \sum_0^{h_r} \Delta h_r \cdot \eta^2 + 2 \sum_0^{h_{r+1}} \Delta h_{r+1} \cdot \eta'^2}{\sum_0^l (\Delta g - \Delta g')\,y}$$

Haben die Gurtungen gleiches Trägheitsmoment, d. h. ist

$$\Delta g = \frac{\Delta x}{E J_0'} = \frac{\Delta x}{E J_u'} = \Delta g',$$

so entsteht durch die Stützenmomente in der Richtung X keine Verschiebung.

Es ist dann $\mu_0 =$ unendlich. Ferner die Bogenkräfte X verursachen in den Oeffnungen keine Winkeländerungen.

Aus den Abb. 4 und 4 a erhalten wir folgende Werte

6) $$\sum_0^l \Delta g = \frac{\lambda}{EJ};$$

7) $$\sum_0^\lambda \Delta g\,y = \frac{1}{EJ_0'} \cdot \int_0^l dx \left(\frac{h_r}{2} + x\,\frac{h_{r+1} - h_r}{2\,l}\right) =$$
$$= \frac{\lambda}{4\,EJ_0'}\,(h_r + h_{r+1});$$

8) $$\sum_0^\lambda \Delta g\,y^2 = \frac{1}{EJ_0'} \int_0^\lambda dx \left(\frac{h_r}{2} + x\,\frac{h_{r+1} - h^2}{2\,l}\right) =$$
$$= \frac{\lambda}{12\,EJ_0'}\,\{h_{r+1}^2 + h_r\,h_{r+1} + h_r^2\};$$

9) $$\sum_0^{h_r} \Delta h_r \cdot \eta^2 = \frac{1}{EJ_r} \int_0^{\frac{h_r}{2}} \eta^2 \cdot d\eta = \frac{1}{EJ_r} \cdot \frac{h_r^3}{24};$$

9 a) $$\sum_0^{h_{r+1}} \Delta h_r \cdot \eta'^2 = \frac{1}{EJ_{r+1}}\,\frac{h_{r+1}^3}{24}.$$

Die Resultierende

$$\sum_0^\lambda \Delta g\,y = \frac{\lambda}{4\,EJ_0'}\,(h_r + h_{r+1})$$

(s. Abb. 4 a), liegt in der Entfernung

10) $$\frac{1}{3}\,\lambda \left(1 + \frac{h_r}{h_r - h_r + 1}\right)$$

von der rechten Stütze $r + 1$.

Durch die Belastung der unteren Gurtung entstehen an den Stützen r und $r + 1$ die positiven Momente $\mathfrak{M}_r$ und $\mathfrak{M}_{r+1}$. Diese Momente verursachen in der Richtung X eine Verschiebung nach innen von der Größe

$$\sum \Delta g'\,\mathfrak{M}_x\,y = \int_0^l \frac{dx}{EJ_u'} \left(\mathfrak{M}_r + \frac{\mathfrak{M}_{r+1} - \mathfrak{M}_r}{l}\,x\right) \left\{\frac{h_r}{2} + \right.$$
$$\left. + \left(\frac{h_{r+1} - h_r}{2}\right)\frac{x}{l}\right\} =$$
$$= \frac{\lambda}{12\,EJ_u'}\,\{\mathfrak{M}_r\,(h_{r+1} + 2\,h_r) + \mathfrak{M}_{r+1}\,(h_r + 2\,h_{r+1})\}.$$

Es entsteht also aus der Belastung die nach außen wirkende Kraft

11) $$X'' \left(\sum_0^\lambda (\Delta g + \Delta g')\,y^2 + 2 \sum_0^{h_r} \Delta h_r \cdot \eta^2 + 2 \sum_0^{h_{r+1}} \Delta h_{r+1} \cdot \eta'^2\right)$$
$$= \sum_0^\lambda \Delta g'\,\mathfrak{M}_x \cdot y.$$

3. Beziehungen zwischen der Bogenkraft X der drei benachbarten Oeffnungen.

Abb. 4 a.

Durch X_r und X_{r+2} entstehen die Verschiebungen

$$X_r\;2 \sum_0^{h_r} \Delta h_r \cdot \eta^2 \quad \text{und} \quad X_{r+2} \cdot 2 \cdot \sum_0^{h_{r+1}} \Delta h_{r+1} \cdot \eta^2.$$

Es entsteht also die Beziehung zwischen der X der benachbarten Oeffnungen

$$-X_r\,2\cdot\sum_0^{h_r}\Delta h_r\cdot\eta^2+X_{r+1}\Big\{\sum_0^{\lambda}(\Delta g+\Delta g')\,y^2+2\,\Sigma\,\Delta h_r\cdot\eta^2$$

$$+\,2\,\Sigma\,\Delta\,h_{r+1}\cdot\eta'^2\Big\}-X_{r+2}\sum_0^{h_{r+1}}\Delta h_{r+1}\cdot\eta'^2=0,$$

oder durch Einsetzung der Werte

$$12)\quad\begin{cases}-X_r\,\dfrac{h_r^3}{12\,J_r}+X_{r+1}\left\{\dfrac{\lambda}{12}\left(\dfrac{1}{J_0'}+\dfrac{1}{J_u'}\right)(h_{r+1}^2+h_r\cdot h_{r+1}+h_r^2)\right.\\[2ex]\left.+\dfrac{1}{J_r}\cdot\dfrac{h_r^3}{12\,J_r}+\dfrac{h_{r+1}^3}{12\,J_{r+1}}\right\}-X_r\cdot 2\cdot\dfrac{h_{r+1}^3}{12\,J_{r+1}}=0.\end{cases}$$

4. Tangente der Bogenkraft.

Die Winkeländerung an der Auflagerstelle infolge der Kraft $X=1$ ist gleich dem Auflagerdruck von der Kraft

$$\Sigma\,(\Delta g-\Delta g')\,y=\frac{\lambda}{4}\left(\frac{1}{J_0'}-\frac{1}{J_u'}\right)(h_r+h_{r+1}).$$

Der Abschnitt der Kreuzlinie auf der s-Linie, welche mit der Lage der Kraft $\Sigma\,(\Delta g-\Delta g')\,y$ zusammenfällt und in der Entfernung

$$\frac{1}{3}\lambda\left(1+\frac{h_r}{h_r-h_{r+1}}\right)$$

vom Auflager $r+1$ sich befindet, beträgt

$$13)\quad\begin{cases}\dfrac{\Sigma\,(\Delta g-\Delta g')\,y}{w\cdot e}\;\dfrac{1}{3}\left(1+\dfrac{h_r}{h_r-h_{r+1}}\right)\dfrac{1}{3}\lambda\left(2-\dfrac{h_r}{h_r-h_{r+1}}\right)\\[2ex]=\dfrac{\left(\dfrac{1}{J_0'}-\dfrac{1}{J_u'}\right)(h_r+h_{r+1})}{6\left(\dfrac{1}{J_0'}+\dfrac{1}{J_u'}\right)}\lambda\left(1+\dfrac{h_r}{h_r-h_{r+1}}\right)\left(2-\dfrac{h_r}{h_r-h_{r+1}}\right)\end{cases}$$

5. Zusammenstellung der Kräfte an den Gurtungen und Vertikalen.

Abb. 5, 5 a, 5 b, 6, 6 a.

Diese entstehen aus den Stützenmomenten, den Momenten der Belastung und den Bogenkräften X. Die Momente sind positiv, wenn am unteren Teil der Gurtung eine Zugspannung, und die Gurtkräfte, wenn sie Zug hervorrufen.

Am Obergurt des $r+1^{\text{ten}}$ Feldes wirken:

in der Entfernung x von der linken Stütze das Moment

$$14)\quad M_r+\frac{M_{r+1}-M_r}{\lambda}\,x-X_{r+1}\cdot y';$$

die Knotenpunktsmomente:

$$15)\quad M_r-\frac{h_r}{2}\,X_{r+1};\quad M_{r+1}-\frac{h_{r+1}}{2}\,X_{r+1};$$

die Gurtkraft positiv als Zugkraft:

$$16)\quad O=-\frac{M_{r+1}-M_r}{\lambda}\sin w_{r+1}-X_{r+1}\frac{\cos(w_{r+1}-\delta_{r+1})}{\cos\delta_{r+1}};$$

die Querkraft:

$$17)\quad Q_0^{r+1}\cos w_{r+1}=\frac{M_{r+1}-M_r}{\lambda}\cos w_{r+1}-\frac{X_{r+1}\sin(w_{r+1}-\delta_{r+1})}{\cos\delta_{r+1}}.$$

Bei parallelen Gurtungen ist:

$$16\,a)\quad O=-X_{r+1},$$

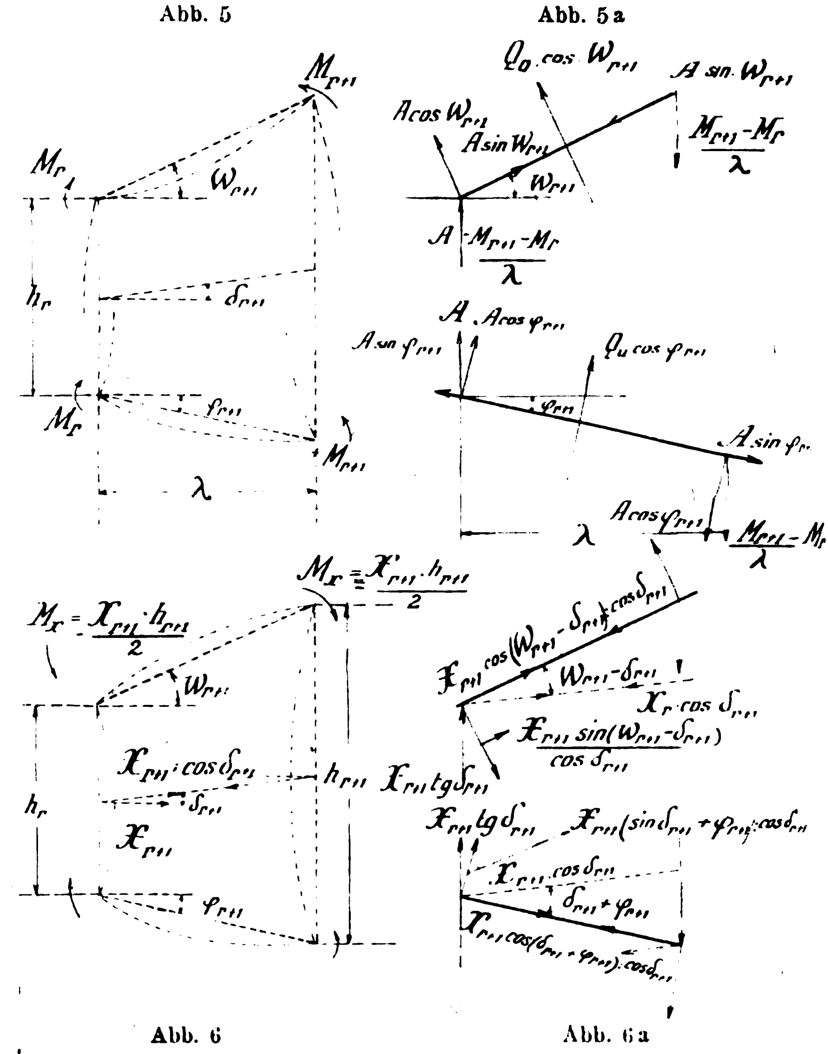
$$17\,a)\quad Q_0^{r+1}=\frac{M_{r+1}-M_r}{\lambda}.$$

Am Untergurt des Feldes wirken:

in der Entfernung x von der linken Stütze das Moment

$$18)\quad \mathfrak{M}_r+\frac{\mathfrak{M}_{r+1}-\mathfrak{M}_r}{\lambda}\,x+M_r+\frac{M_{r+1}-M_r}{\lambda}\,x+X_{r+1}\cdot y',$$

wobei $\mathfrak{M}$ das Moment des frei aufliegenden Trägers bezeichnet;



die Knotenpunktsmomente:

$$19)\quad \mathfrak{M}_r+M_r+X_{r+1}\cdot\frac{h_r}{2};\quad \mathfrak{M}_{r+1}+M_{r+1}+\frac{X_{r+1}\cdot h_{r+1}}{2};$$

die Gurtkraft:

$$20)\quad U=\frac{\mathfrak{M}_{r+1}-\mathfrak{M}_r}{\lambda}\sin\varphi_{r+1}+\frac{M_{r+1}-M_r}{\lambda}\sin\varphi_{r+1}-\frac{X_{r+1}\cos(\delta_{r+1}+\varphi_{r+1})}{\cos\delta_{r+1}};$$

die Querkraft:

$$21)\quad Q_u^{r+1}\cos\varphi_{r+1}=\frac{\mathfrak{M}_{r+1}-\mathfrak{M}_r}{\lambda}\cos\varphi_{r+1}+\frac{M_{r+1}-M_r}{\lambda}\cos\varphi_{r+1}+\frac{X_{r+1}\sin(\delta_{r+1}+\varphi_{r+1})}{\cos\delta_{r+1}}.$$

Bei parallelen Gurtungen ist:

$$20\,a)\quad U=-X_{r+1},$$

$$21\,a)\quad Q_u^{r+1}=\frac{\mathfrak{M}_{r+1}-\mathfrak{M}_r}{\lambda}+\frac{M_{r+1}-M_r}{\lambda}.$$

An der r^{ten} Vertikale wirken:

das Moment

$$22)\quad M_r-M_r'\mp\frac{h_r}{2}(X_{r+1}-X_r)\;\begin{matrix}\text{oben}\\\text{unten}\end{matrix}$$

die Vertikalkraft positiv als Zugkraft:

$$23)\quad V=-P_r^0+\frac{M_{r+1}-M_r}{\lambda}-\frac{M_r'-M_{r-1}'}{\lambda}+X_r\,\mathrm{tg}\,\delta_r-X_{r+1}\,\mathrm{tg}\,\delta_{r+1},$$

wobei P_r^0 die Knotenlast bezeichnet;

die wagrechte Kraft:

$$X_{r+1}-X_r.$$

II.

Vereinfachung der Rechnung.

A. Erstes Verfahren.

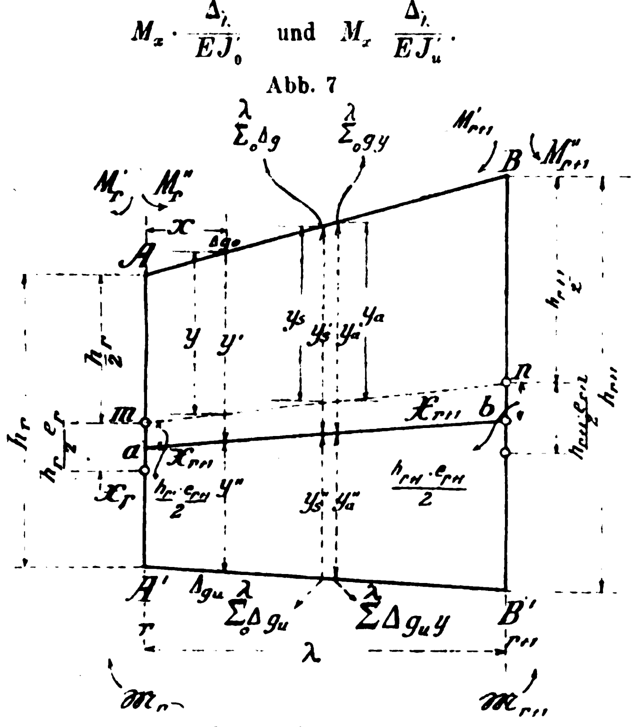
1. Ermittelung der Bogenkräfte.

Abb. 7, 8, 8 a, 8 b.

Das Trägheitsmoment $J_0' = J_0 \cos w$ der Projektion der oberen Gurtung ist im allgemeinen nicht gleich dem $J_u' = J_u \cos \varphi$ der unteren Gurtung. Wir betrachten das Feld $r+1$ und lassen dann die Bogenkraft X_{r+1} nicht mehr auf der Mittellinie $m-n$ (s. Abb. 7), sondern auf der Linie $a-b$ wirken. Diese wird folgendermaßen bestimmt: In der Entfernung x von der linken Vertikale entstehen auf den Elementen Δ_λ der oberen und unteren Gurtung, infolge der Stützenmomente, das Moment M_x und die elastischen Kräfte

$$M_x \cdot \frac{\Delta_\lambda}{EJ_0'} \quad \text{und} \quad M_x \frac{\Delta_\lambda}{EJ_u'}.$$

Abb. 7



Bezeichnet man mit y' und y'' die lotrechten Entfernungen der Elemente von der gesuchten Achse $a-b$ und stellt die Bedingung auf: „die Stützenmomente an den Gurtungen sollen keine Verschiebung in der Richtung X_{r+1} verursachen", so muß für jedes Element die Beziehung bestehen

$$24)\qquad M_x \cdot \frac{\Delta_\lambda}{EJ_0'} \cdot y' = M_x \cdot \frac{\Delta_\lambda}{EJ_u'}\, y''.$$

Daraus erhält man:

$$25)\qquad y' : y'' = J_0' : J_u'.$$

Es ist aber $\quad y' + y'' = 2y = h_x$

und $\quad y' = y'' \cdot \frac{J_0'}{J_u'} = (h_x - y') \frac{J_0'}{J_u'},$

oder

$$26\text{ a})\qquad y' = \frac{h_x \cdot J_0'}{J_0' + J_u'} = \frac{2y \cdot J_0'}{J_0' + J_u'} = 2y \cdot K'.$$

Ebenso erhält man

$$26\text{ b})\qquad y'' = \frac{h_x \cdot J_u'}{J_0' + J_u'} = \frac{2y \cdot J_u'}{J_0' + J_u'} = 2y \cdot K'',$$

wobei $\quad K' + K'' = 1$

und

$$27)\qquad y' - \frac{h_x}{2} = \frac{h_x}{2}\left(\frac{J_0' - J_u'}{J_0' + J_u'}\right) = \frac{h_x}{2} \cdot e,$$

wobei h_x die Höhe des Trägers an der Stelle x bezeichnet und

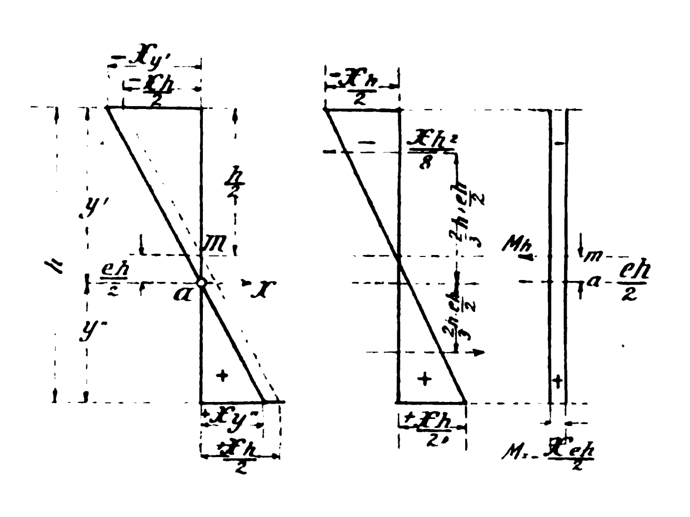
$$28)\qquad e = \frac{J_0' - J_u'}{J_0' + J_u'}.$$

Die an den Vertikalen des Feldes wirkenden Momente verursachen aber in der Richtung von X_{r+1} eine Verschiebung. Denn das auf die Vertikale h (s. Abb. 8 b) wirkende Moment M erzeugt auf jedem Element die elastische Kraft $M \cdot \Delta h : EJ$, deren Resultierende $Mh : EJ$ in der Mitte der Vertikalen wirkt und in der Entfernung $e \cdot h : 2$ von der Mitte die Verschiebung

$$29)\qquad \frac{Mh^2 \cdot e}{2\,EJ}$$

verursacht. Dabei ist $J =$ Trägheitsmoment der Vertikalen. Bevor wir zur Ermittelung der Verschiebungen in der Richtung X_{r+1} des Feldes $r+1$ übergehen, wollen wir die wagrechte Verschiebung der in der Entfernung $e \cdot h : 2$ von der Mitte der Vertikalen h wirkende Bogenkraft ermitteln (s. Abb. 8). Durch die Kraft X entsteht auf der Vertikalen h die in der Abb. 8 gezeichnete Momentenfläche mit den Momenten $-Xy'$ und $+Xy''$ am oberen und unteren Punkt der Vertikalen. Wir zerlegen die in a

Abb. 8 Abb. 8 a Abb. 8 b



wirkende Kraft X in eine durch die Mitte der Vertikalen gehende Kraft X und in ein Moment

$$M = -\frac{Xeh}{2}$$

(s. Abb. 8 a und 8 b).

Die in der Mitte wirkende Kraft X verursacht die Momentenfläche der Abb. 8 a und in der Entfernung $\frac{2}{3}h$ von der Mitte die elastischen Kräfte

$$\frac{X \cdot h^2}{8\,EJ}$$

sowie in a die wagrechte Verschiebung

$$30)\qquad \frac{Xh_2}{8\,EJ}\left(\frac{2}{3}h + \frac{eh}{2} + \frac{2}{3}h - \frac{eh}{2}\right) = \frac{Xh^2}{12\,EJ},$$

welche auch gleich der Verschiebung durch die in der Mitte wirkende Kraft X ist. Das Moment $M = -\frac{Xeh}{2}$ verursacht in der Entfernung $\frac{eh}{2}$ von der Mitte, wie früher, die wagrechte Verschiebung

$$31)\qquad \frac{Mh^2 e}{2\,EJ} = -\frac{Xh^3 e^2}{4\,EJ}.$$

Betrachten wir jetzt das Feld $r+1$ und setzen voraus, daß in den zwei benachbarten Feldern die Verhältnisse der Trägheitsmomente $J_0' : J_u'$ andere Werte annehmen, so daß die Bogenkräfte X_r und X_{r+2} in den

Entfernungen $\frac{h_r \cdot e_r}{2}$ und $\frac{h_{r+2}}{2} e_{r+2}$ von der Mitte der Vertikalen wirken.

Im Feld $r+1$ wirken ferner die Stützenmomente M'_r, M''_r und M'_{r+1}, M''_{r+1} sowie an der unteren Gurtung die Momente der Belastung $\mathfrak{M}_r$, $\mathfrak{M}_{r+1}$. Die Momente der Vertikalen r und $r+1$ betragen:

32 a) $$\mu_r = M'_r - M''_r + \frac{h_r}{2}(e_r X_r - e_{r+1} X_{r+1}),$$

32 b) $$\mu_{r+1} = M'_{r+1} - M''_{r+1} + \frac{h_{r+1}}{2}(e_{r+1} \cdot X_{r+1} - e_{r+2} \cdot X_{r+2}).$$

Die Kräfte X und die Momente verursachen in der Richtung X_{r+1} folgende Verschiebung:

I) $$- X_r \frac{h_r^3}{12 EJ_r} + X_{r+1}\left(\sum_0^\lambda \Delta g_0 \cdot y'^2 + \sum_0^\lambda \Delta g_u \cdot y''^2 + \frac{h_r^3}{12 EJ_r} + \frac{h_{r+1}^3}{12 EJ_{r+1}}\right) - X_{r+2} \cdot \frac{h_{r+1}^3}{12 EJ_{r+1}} =$$
$$= - \sum_0^\lambda \Delta g_u \cdot \mathfrak{M}_x \cdot y'' + \frac{1}{2} e_{r+1} \left(\frac{h_r^2}{EJ_r}\mu_r - \frac{h_{r+1}^2}{EJ_{r+1}} \cdot \mu_{r+1}\right).$$

Für $J'_0 = J'_u$ ist e_{r+1} und hiermit das letzte Glied der Gleichung gleich Null.

Zu jedem Feld gehört eine solche Gleichung der Bogenkräfte.

Die Summenwerte der Gleichung I) erhalten nach Berücksichtigung der Gleichungen 26 a) und 26 b) folgende Form:

33 a) $$\begin{cases} \sum_0^\lambda \Delta g_0 \cdot y'^2 = \frac{2 J'_0}{J'_0 + J'_u} \sum_0^\lambda \Delta g_0 \cdot y \cdot y' \\ \sum_0^\lambda \Delta g_u \cdot y''^2 = \frac{2 J'_u}{J'_0 + J'_u} \sum_0^\lambda \Delta g_u \cdot y \cdot y''. \end{cases}$$

Lassen wir auf die Gurtungen des Feldes die elastischen Kräfte Δg und $\Delta g \cdot y$ lotrecht wirken und bilden die Resultierenden $\sum_0^\lambda \Delta g$ und $\sum_0^\lambda \Delta g \cdot y$, so geht die erste durch die Mitte des Feldes, die zweite durch den Schwerpunkt des Trapezes $m\,n\,A\,B$.

Die Ordinaten auf der Resultierenden $\sum_0^\lambda \Delta g$ bezeichnen wir mit y_s, y'_s, y''_s, die auf der $\sum_0^\lambda \Delta g \cdot y$ mit y_a, y'_a, y''_a.

Mit diesen Bezeichnungen erhalten wir folgende Beziehungen:

34) $$\begin{cases} \sum_0^\lambda \Delta g_0 \cdot y' = y'_s \sum_0^\lambda \Delta g_0 = y'_s \frac{\lambda}{EJ'_0} \\ \sum_0^\lambda \Delta g_u \cdot y'' = y''_s \sum_0^\lambda \Delta g_u = y''_s \frac{\lambda}{EJ'_u} \end{cases}$$

33 b) $$\begin{cases} \sum_0^\lambda \Delta g_0 \cdot y'^2 = \frac{2 J'_0}{E(J'_0 + J'_u)} y_a \cdot \sum_0^\lambda \Delta g_0 \cdot y' = \\ = \frac{2\lambda}{E(J'_0 + J'_u)} y_a \cdot y'_s = \frac{2\lambda}{E(J'_0 + J'_u)} y_a \left(y_s + \frac{e_{r+1} \cdot h_s}{2}\right) \\ \sum_0^\lambda \Delta g_u \cdot y''^2 = \frac{2 J'_u}{E(J'_0 + J'_u)} y_a \cdot \sum_0^\lambda \Delta g_u \cdot y'' = \\ = \frac{2\lambda}{E(J'_0 + J'_u)} y_a \cdot y''_s = \frac{2\lambda}{E(J'_0 + J'_u)} y_a \left(y_s - \frac{e_{r+1} \cdot h_s}{2}\right) \end{cases}$$

35) $$\sum_0^\lambda \Delta g_0 y'^2 + \sum_0^\lambda \Delta g_u \cdot y''^2 = \frac{4\lambda}{E(J_0 + J_u)} y_a \cdot y_s = \frac{(h_{r+1}^2 + h_r \cdot h_{r+1} + h_r^2)}{3E(J'_0 + J'_u)} \lambda,$$

wo

36) $$y_a = \frac{h_{r+1}^2 + h_r \cdot h_{r+1} + h_r^2}{3(h_r + h_{r+1})},$$

37) $$y_s = \frac{h_r + h_{r+1}}{4}.$$

Mit Hilfe der Gleichungen 2 a) und 2 b) erhält man die Gleichung:

38) $$\sum_0^\lambda \Delta g_u \cdot \mathfrak{M}_x \cdot y'' = \frac{2 J'_u}{J'_0 + J'_u} \sum_0^\lambda \Delta g_u \cdot \mathfrak{M}_x \cdot y =$$
$$= \frac{2 J'_u}{J'_0 + J'_u} \mathfrak{M}_a \sum_0^\lambda \Delta g_u \cdot y = \frac{2\lambda}{J'_0 + J'_u} \mathfrak{M}_a \cdot y_s =$$
$$= \frac{\lambda}{6(J'_0 + J'_u)} \{\mathfrak{M}_r (h_{r+1} + 2 h_r) + \mathfrak{M}_{r+1} (h_r + 2 h_{r+1})\},$$

wobei

39) $$\mathfrak{M}_a = \frac{\mathfrak{M}_r}{3}\left(\frac{h_{r+1} + 2 h_r}{h_r + h_{r+1}}\right) + \frac{\mathfrak{M}_{r+1}}{3}\left(\frac{h_r + 2 h_{r+1}}{h_r + h_{r+1}}\right).$$

Dabei bezeichnet $\mathfrak{M}_a$ die Ordinate der Momente $\mathfrak{M}$ auf der Resultierenden $\sum_0^\lambda \Delta g y$ der lotrechten Kräfte $\Delta g \cdot y$ des Feldes $r+1$, welche durch den Schwerpunkt des Trapezes $m\,n\,A\,B$ (Abb. 7) geht.

Nach Einsetzung der Werte 35) und 39) in die Gleichung I) und unter Vernachlässigung des letzten Gliedes derselben entsteht folgende Beziehung:

II) $$X_r \frac{h_r^3}{12 J_r} + X_{r+1}\left(\frac{4\lambda}{J'_0 + J'_u} y_a \cdot y_s + \frac{h_r^3}{12 J_r} + \frac{h_{r+1}^3}{12 J_{r+1}}\right) - X_{r+2} \frac{h_{r+1}^3}{12 J_{r+1}} = - \frac{2\lambda}{J'_0 + J'_u} y_s \cdot \mathfrak{M}_a.$$

Darin sind die Bogenkräfte unabhängig von den Stützenmomenten. Zu jedem Feld gehört eine solche Clapeyronsche Gleichung.

Für parallele Gurtungen mit $h_r = h_{r+1} = h$ vereinfacht sich die Gleichung II) zu

IIa) $$-X_r + X_{r+1}\left\{\frac{12\lambda \cdot J_r}{h(J'_0 + J'_u)} + \frac{J_r}{J_{r+1}} + 1\right\} - X_{r+2} \frac{J_r}{J_{r+1}} =$$
$$= - \frac{12\lambda\, J_r}{h^2 (J'_0 + J'_u)} \mathfrak{M}_a = - \frac{6\lambda\, J_r}{h^2 (J'_0 + J'_u)} (\mathfrak{M}_r + \mathfrak{M}_{r+1}).$$

Ist noch $J_r = J_{r+1} = J'_0 = J'_u = J$,

so erhält man

IIb) $$- X_r + X_{r+1}\left(\frac{6\lambda}{h} + 2\right) - X_{r+2} = - \frac{6\lambda}{h^2} \mathfrak{M}_a = - \frac{6\lambda}{h^2}\left(\frac{\mathfrak{M}_r + \mathfrak{M}_{r+1}}{2}\right).$$

Die zeichnerische Lösung der Gleichungen II), IIa), IIb) mittels des elastischen Seileckes, welche im folgenden behandelt wird, liefert uns die unbekannten Bogenkräfte X.

2. Ermittelung der Stützenmomente.

Wenn die Stützenmomente in der Richtung der Bogenkraft X keine Verschiebung verursachen, erzeugt auch die Bogenkraft an den Stützen keine Winkeländerungen.

Die Stützenmomente können dann, wie beim Träger, auf elastisch drehbaren Stützen ermittelt werden (vergleiche die Abhandlung des Verfassers über diese Träger im Heft 20 d. J. 1908 der „Oesterreichischen Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst"). Dabei muß berücksichtigt werden, daß die Momente

$$- X_{r+1} \frac{h_r}{2} \cdot e_{r+1} \quad \text{und} \quad - X_{r+1} \cdot \frac{h_{r+1}}{2} e_{r+1}$$

an den Stützen r und $r+1$ des Feldes $r+1$ Kreuzlinien verursachen, deren Abschnitte auf den Stützen $r+1$ und r

40) $$\begin{cases} \frac{- X_{r+1} \cdot h_r^2 \cdot e_{r+1} \cdot \lambda}{2 J_r \cdot w \cdot e} \\ \text{und} \\ \frac{- X_{r+1} \cdot h_{r+1}^2 \cdot e_{r+1} \cdot \lambda}{2 J_{r+1} \cdot w \cdot e} \end{cases}$$

betragen, wobei für dieses Feld

41) $$w \cdot e = \frac{\lambda^2}{6}\left(\frac{J_0' + J_u'}{J_0' \cdot J_u'}\right)$$

ist.

B. Zweites Verfahren.

1. Ermittelung der Stützenmomente.

Es wird angenommen, die Trägheitsmomente $J_r, J_{r+1} \ldots$ der Vertikalen seien unendlich groß.

In diesem Falle sind die Gurtungen an den Vertikalen eingespannt.

Die mit diesem Annäherungsverfahren erhaltenen Stützenmomente sind größer als die tatsächlichen. Die Stützemomente des Feldes λ werden folgendermaßen ermittelt:

Durch die Momente $\mathfrak{M}_r$ und $\mathfrak{M}_{r+1}$ des frei aufliegenden Trägers an den Vertikalen r und $r+1$ entstehen an der oberen und unteren Gurtung des Feldes λ die Stützenmomente M_r und M_{r+1}.

Da der Träger λ an den Stützen eingespannt ist, müssen die Winkeländerungen aus $\mathfrak{M}_r$ und $\mathfrak{M}_{r+1}$ an den Stützen der unteren Gurtung gleich mit entgegengesetzten Zeichen der Winkeländerung aus M_r und M_{r+1} an den Stützen der oberen und unteren Gurtung sein.

Es müssen also folgende Beziehungen erfüllt sein:

$$-M_r\left(\frac{1}{J_0'} + \frac{1}{J_u'}\right) = -M_r\left(\frac{J_0' + J_u'}{J_0' \cdot J_u'}\right) = \frac{\mathfrak{M}_r}{J_u'}$$

$$-M_{r+1}\left(\frac{J_0' + J_u'}{J_0' \cdot J_u'}\right) = \frac{\mathfrak{M}_{r+1}}{J_u'}.$$

Man erhält daraus die Stützenmomente

42) $$\begin{cases} M_r = -\dfrac{\mathfrak{M}_r \cdot J_0'}{J_0' + J_u'} = -\mathfrak{M}_r \cdot K' \\ \text{und} \\ M_{r+1} = -\dfrac{\mathfrak{M}_{r+1} \cdot J_0'}{J_0' + J_u'} = -\mathfrak{M}_{r+1} \cdot K'' \end{cases}$$

und in der Entfernung x von der Stütze r das Moment

43) $$-K' \cdot \mathfrak{M}_x.$$

Dabei bezeichnet $\mathfrak{M}_x$ das Moment des frei aufliegenden Trägers an dieser Stelle.

An den Stützen der unteren Gurtung wirken die Momente

44) $$\begin{cases} M_r + \mathfrak{M}_r = -\dfrac{\mathfrak{M}_r \cdot J_0'}{J_0' + J_u'} + \dfrac{\mathfrak{M}_r (J_0' + J_u')}{J_0' + J_u'} = \\ = \dfrac{\mathfrak{M}_r \cdot J_u'}{J_0' + J_u'} = K'' \cdot \mathfrak{M}_r \text{ und} \\ M_{r+1} + \mathfrak{M}_{r+1} = \dfrac{\mathfrak{M}_{r+1} \cdot J_u'}{J_0' + J_u'} = K'' \mathfrak{M}_{r+1}, \end{cases}$$

wobei $$K' + K'' = 1.$$

In der Entfernung x von der Stütze r wirkt das Moment

45) $$K'' \cdot \mathfrak{M}_x.$$

Für gleiche Trägheitsmomente der oberen und unteren Gurtung $J_0' = J_u'$ ist

42 a) $$M_r = -\frac{\mathfrak{M}_r}{2}; \quad M_{r+1} = -\frac{\mathfrak{M}_{r+1}}{2};$$

44 a) $$M_r + \mathfrak{M}_r = +\frac{\mathfrak{M}_r}{2}; \quad M_{r+1} + \mathfrak{M}_{r+1} = +\frac{\mathfrak{M}_{r+1}}{2}.$$

2. Ermittelung der Bogenkräfte.

Abb. 9.

Da $J_r = J_{r+1} = \infty$ sei, haben die Momente μ_r und μ_{r+1} sowie die Kräfte X der Vertikalen keinen Einfluß auf die Stützenmomente.

Gleichung II) vereinfacht sich zu

$$2\, X_{r+1} \cdot y_a = -\mathfrak{M}_a.$$

Daraus erhält man unter Berücksichtigung von

$$y_a' = 2\, y_a\, K'; \quad y_a'' = 2\, y_a \cdot K''$$

und der Gleichungen 36), 39) den Wert der Bogenkraft

46) $$X_{r+1} = -\frac{\mathfrak{M}_a}{2\, y_a} = -\frac{K' \mathfrak{M}_a}{y_a'} = -\frac{K'' \mathfrak{M}_a}{y_a''} = -$$

$$= -\frac{\mathfrak{M}_r (h_{r+1} + 2\, h_r) + \mathfrak{M}_{r+1} (h_r + 2\, h_{r+1})}{2\,(h_{r+1}^2 + h_r \cdot h_{r+1} + h_r^2)}$$

und für parallele Gurtungen mit $h_r = h_{r+1} = h$

46 a) $$X_{r+1} = -\left(\frac{\mathfrak{M}_r + \mathfrak{M}_{r+1}}{2\, h}\right).$$

Die angenäherte Bogenkraft nach Gleichung 46) ist kleiner als die der Gleichung II).

Auf der Resultierenden $\sum\limits_0^\lambda \Delta g y$ der lotrechten Kräfte $\Delta g y$ des Feldes λ, welche durch den Schwerpunkt des Trapezes $m\, n\, A\, B$ (s. Abb. 9) geht, liegen die Ordinaten y_a, y_a' und das Moment $\mathfrak{M}_a$.

An dieser Stelle betragen die aus dem Stützenmoment und dem der Bogenkraft X_{r+1} resultierenden Momente:

der oberen Gurtung nach Gleichung 43) und 46)

$$-K' \mathfrak{M}_a - X_{r+1} \cdot y_a' = -K' \mathfrak{M}_a + K' \mathfrak{M}_a = 0$$

und der unteren Gurtung nach Gleichung 45) und 46)

$$K'' \mathfrak{M}_a + X_{r+1}\, y_a'' = K'' \mathfrak{M}_a - K'' \mathfrak{M}_a = 0.$$

In der Abb. 9 ist die Momentenfläche der oberen Gurtung des Feldes λ durch Schraffierung dargestellt. Der Momentennullpunkt ist mit dem Buchstaben F bezeichnet.

Die Momente der Bogenkraft X_{r+1} an den oberen Punkten der Vertikalen r und $r+1$ betragen:

$$K' h_r \cdot X_{r+1}; \quad K' h_{r+1} \cdot X_{r+1}.$$

Aus dem Verhältnis der Momente

$$\frac{K' \cdot h_r \cdot X_{r+1}}{K' h_{r+1} \cdot X_{r+1}} = \frac{h_r}{h_{r+1}}$$

folgt, daß die Momentenlinie $K_1 K_2$ und die Gurtungslinie $A\, B$ auf dem Punkt G der Achse sich treffen (s. Abb. 9).

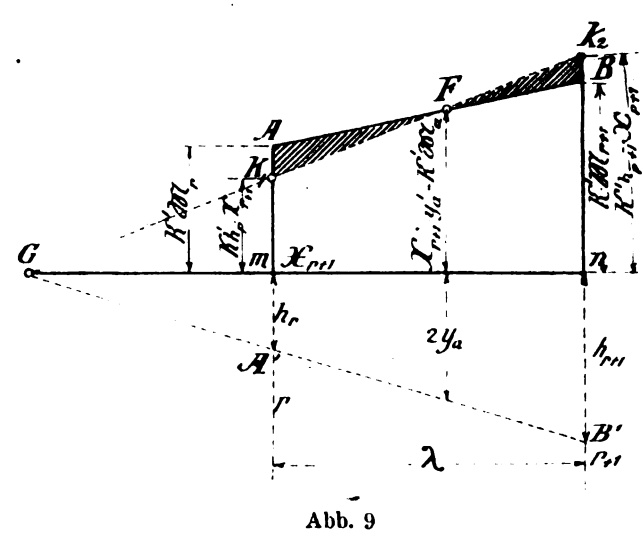


Abb. 9

Mit Hilfe der Momente $\mathfrak{M}_r$, $\mathfrak{M}_{r+1}$ und des Punktes F kann die schraffierte Momentenfläche der Gurtungen leicht gezeichnet werden.

Für die untere Gurtung hat man statt K' den Beiwert K''.

Für gleiche Trägheitsmomente der Projektion der oberen und unteren Gurtung: $J_0' = J_u'$ ist

$$K' = K'' = 0{,}5.$$

Bei parallelen Gurtungen $h_r = h_{r+1} = h$ fällt der Punkt F in die Mitte des Feldes λ und der Punkt G ins Unendliche. Die Momentenlinie $K_1 K_2$ läuft dann parallel der Achse.

Mit Berücksichtigung der Bezeichnungen der Abb. 9 betragen die Momente der oberen Gurtung bei r und $r+1$

$$47)\begin{cases} -K'\mathfrak{M}_r - X_{r+1}\cdot h_r\cdot K' = -K'\mathfrak{M}_r + \dfrac{K'\mathfrak{M}_a h_r}{2 y_a} \\ K'\mathfrak{M}_{r+1} + X_{r+1} h_{r+1} K' = +K'\mathfrak{M}_{r+1} - \dfrac{K'\mathfrak{M}_a\cdot h_{r+1}}{2 y_a}. \end{cases}$$

Das erste Glied der rechten Seite dieser Gleichungen ist größer, das zweite kleiner als das richtige. Folglich erhält man nach diesem Annäherungsverfahren das Gurtungsmoment der einen Stütze größer, der anderen kleiner als das tatsächliche.

Das Moment am oberen Punkt der Vertikalen r ist:

$$48)\quad \frac{K'_{r+1}\,\mathfrak{M}_a^{r+1}\, h_r}{2\, y_a^{r+1}} - \frac{K'_r\cdot\mathfrak{M}_a^r\, h_r}{2\, y_a^r},$$

wobei die Werte $\mathfrak{M}_a^{r+1}$, y_a^{r+1}, K'_{r+1} dem Feld $r+1$ gehören und der Bogenkraft X_{r+1} entsprechen.

Aus den Gleichungen 47) und 48) erhält man die Momente der unteren Gurtung nach Ersetzung des Beiwertes K' durch K''.

3. Einflußlinien.

Mit Hilfe der Gleichungen 46), 47), 48) und der Einflußlinien der Momente $\mathfrak{M}_a$, $\mathfrak{M}_r$, $\mathfrak{M}_{r+1}$ erhält man die Einflußlinien der Bogenkraft X_{r+1}, der Stützenmomente, der Gurtungen und der größten Momente der Vertikalen.

Aus diesen Einflußlinien kann man leicht die der größten Spannungen

$$\sigma = \frac{0}{F} \pm \frac{M}{w}$$

der Gurtungen und Vertikalen zeichnen.

C. Drittes Verfahren.

Während die Stützenmomente unter der Annahme von $J_r = J_{r+1} = \infty$ ermittelt werden, kann man für die Bogenkräfte X genauere Werte aus Gleichung I) und II) erhalten durch Einsetzung der Gleichung 32 a) und 32 b) in die Gleichung I), unter Beachtung, daß

$$M'_r - M''_r = 0 \quad \text{und} \quad M'_{r+1} - M''_{r+1} = 0.$$

Man erhält dann folgende Gleichung der Bogenkräfte:

$$\text{III)}\quad -\frac{X_r h_r^3}{12 J_r}(1 + 3 e_r\cdot e_{r+1}) + X_{r+1}\left\{\frac{4\lambda}{J'_0 + J'_u} y_a y_x + \left(\frac{h_r^3}{12 J_r} + \frac{h_{r+1}^3}{12 J_{r+1}}\right)(1 + 3 e_{r+1}^2)\right\} - \frac{X_{r+2} h_{r+1}^3}{12 J_{r+1}}(1 + 3 e_{r+1} e_{r+2}) = -\frac{2\lambda}{J'_0 + J'_u} y_x \mathfrak{M}_a.$$

Die Werte y_a, y_x und $\mathfrak{M}_a$ sind in den Gleichungen 36), 37) und 39) enthalten.

III.

Zeichnerische Lösung von Clapeyronschen Gleichungen.

Das folgende Verfahren fußt auf der Ermittelung der Unbekannten mittels des elastischen Seileckes. (Vergleiche die Arbeit des Verfassers über den durchgehenden Träger in der „Oesterreich. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst", Jahrgang 1908, Heft 20.)

Bevor ich zur Lösung der Gleichungen übergehe, werde ich das elastische Seileck erläutern.

A. Elastisches Seileck des durchgehenden Trägers.

Abb. 10, 10 a.

In den Abb. 10 und 10 a ist der Träger mit den gleich großen Oeffnungen AB, BC, CD gezeichnet.

Die Lagen der sogenannten Drittellinien sind hier so angenommen worden, wie sie gewöhnlich in den Gleichungen II vorkommen.

Beim durchgehenden Träger liegen die sogenannten Drittellinien jeder Oeffnung auf den elastischen Kräften

$$\frac{M_r}{l}\sum_0^l \frac{\Delta_r\cdot x}{EJ} \quad \text{und} \quad \frac{M_l}{l}\sum_0^l \frac{z\cdot\Delta_z}{EJ},$$

welche von den Stützenmomenten M_r und M_l der rechten und linken Stütze herrühren. Dabei bezeichnen x und z die Entfernungen der Elemente Δ_x, Δ_z von der linken oder rechten Stütze.

Diese Kräfte fallen nur bei Oeffnungen mit konstantem Trägheitsmoment auf der rechten und linken Drittellinie.

Die rechte Drittellinie der ersten Oeffnung, welche mit d_1^r bezeichnet ist, liegt rechts der Stütze B. Die linke und rechte Drittellinie d_2^l und d_2^r der zweiten Oeffnung sind links und rechts der Stützen B und C eingetragen. Die sog. Drittellinien d_3^r, d_4^l der dritten und vierten Oeffnung befinden sich rechts und links der Stütze D.

Die Unbekannten X_1, X_2, X_3 ... sind die Stützenmomente in B, C, D.

Die auf den sogenannten Drittellinien wirkenden elastischen Kräfte bezeichnen wir, der Kürze halber, wie folgt:

$$D_1'^r = X_1\cdot d_1^r; \qquad D_2'^l = X_1\cdot d_2^l;$$
$$D_2'^r = X_2\cdot d_2^r; \qquad D_3'^l = X_2\cdot d_3^l;$$
$$D_3'^r = X_3\cdot d_3^r; \qquad D_4'^l = X_3\cdot d_3^r.$$

Außerdem wirken an den Stützen B, C, D die bekannten elastischen Kräfte

$$B'_1 = N_1; \quad C'_1 = N_2; \quad D'_1 = N_3.$$

In der ersten Oeffnung AB wird mit den Kräften D_1^r und B'_1 ein Seileck $AB'_1 D_1'^r B$ gebildet, welches in der Abb. 10 nicht ausgezogen ist, da es dem eingezeichneten Seileck $AB_1 D_1^r B$ entspricht.

In der zweiten Oeffnung BC liefern die Kräfte $D_2'^l$, C'_1, $D_2'^r$ ein Seileck, das dem eingezeichneten $BD_2^l C_1 D_2^r C$ entspricht.

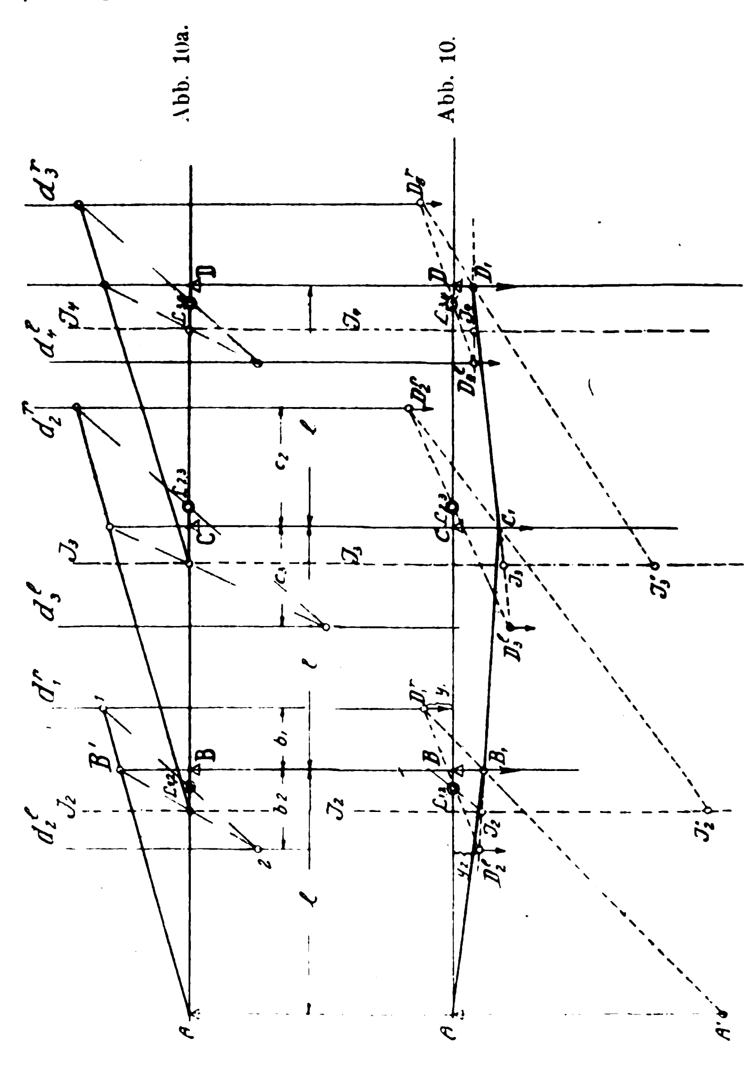


Abb. 10a.

Abb. 10.

In der dritten Oeffnung haben wir das entsprechende Seileck $C D_3^l D_1 D_3^r D$.

Wegen der Kontinuität müssen die Seiten $D_1^r B$ und $D_2^l B$ der Seilecke der benachbarten Oeffnungen sich decken. Desgleichen die Seiten $D_2^r C$ und $D_3^l C$ sowie $D_3^r D$ und $D_4^r D$.

Die statischen Momente der elastischen Kräfte

$$D_1^r = X_1 \cdot d_1^r \quad \text{und} \quad D_2^l = X_1 \cdot d_2^l$$

in bezug auf die Stütze B sind folgende:

$$X_1 \cdot d_1^r \cdot b_1 = X_1 \cdot w_1 e_1 \quad \text{und} \quad X_1 \cdot d_2^l \cdot b_2 = X_1 w_2 \cdot e_2,$$

und die der Kräfte

$$D_2^r = X_2 d_2^r \quad \text{und} \quad D_3^l = X_2 \cdot d_3^l$$

in bezug auf die Stütze C betragen

$$X_2 d_2^r c_2 = X_2 w_2 e_2 \quad \text{und} \quad X_2 d_3^l c_3 = X_2 w_3 e_3.$$

Es ist leicht einzusehen, daß

$$d_2^l b_2 = d_2^r \cdot c_2 = w_2 e_2.$$

Damit die statischen Momente der Kräfte D_1^r und D_2^l in Bezug auf die Stütze B gleich X_1 werden, müssen wir die elastischen Kräfte der ersten durch $w_1 e_1$ und der zweiten Oeffnung durch $w_2 e_2$ teilen. Wir müssen ferner die Kräfte der dritten Oeffnung mit $w_3 e_3$ teilen usw., damit wir an jeder Stütze das statische Moment X_2 usw. erhalten.

Die Seilecke der Abb. 10 sind mit den neuen elastischen Kräften

$$D_1^r, \; B_1, \; D_2^l, \; C_1, \; D_2^r \quad \text{usw.}$$

gebildet.

Die den zwei benachbarten Oeffnungen gehörenden Seilecksseiten der neuen Kräfte wie $\overline{D_1^r A}$ und $D_2^l A$ fallen nicht mehr zusammen. Die Gerade $\overline{D_2^l D_1^r}$ schneidet die Achse im Punkt $L_{1,2}$, durch welchen die Resultierende der Kräfte $D_2^l = X_1 d_2^l$ und $D_1^r = X_1 d_1^r$ geht. Denn bezeichnen wir mit B den Auflagerdruck in B der elastischen Kräfte B_1, D_1^r, welcher gleich dem Auflagerdruck in B der elastischen Kräfte D_2^l, C_1, D_2^r der Oeffnung BC ist, ferner mit y_1 und y_2 die Ordinaten der Seilecke bei D_1^r und D_2^l, so ist

$$y_1 = \frac{B b_1}{d_1^r \cdot b_1}; \quad y_2 = \frac{B b_2}{d_2^l \cdot b_2}.$$

Daraus folgt $\qquad y_1 : y_2 = d_2^l : d_1^r.$

Wir tragen auf den Drittellinien d_1^r und d_2^l die elastischen Kräfte d_2^l und d_1^r von der Achse aus im entgegengesetzten Sinne und verbinden die Endpunkte durch eine Gerade, welche die Achse in dem Punkt $L_{1,2}$ schneidet.

Ebenso liegt der Punkt $L_{2,3}$ auf der Mittelkraft von d_2^r und d_3^l.

Ist die Linie AB_1 bekannt, so ist auch das Seileck der ersten Oeffnung gegeben. Denn wir tragen auf die Stütze A das statische Moment $AA' = B_1 \cdot l = \frac{N_1}{w_1 e_1}$ der Kraft B_1 und ziehen die Seite $A' B_1 D_1^r$.

Die Seilecksseiten der übrigen Oeffnungen werden bestimmt, indem man berücksichtigt, daß die Geraden $D_1^r D_2^l$, $D_2^r D_3^l$, $D_4^l D_3^r$ durch die Punkte $L_{1,2}$, $L_{2,3}$, $L_{3,4}$ gehen, und die Kräfte

$$C_1 = \frac{N_2}{w_2 e_2}; \quad D_1 = \frac{N_3}{w_3 e_3}$$

sowie ihre statischen Momente gegeben sind. Die Geraden, welche die Winkel $A B_1 A$, $J_2 C_1 J_2''$, $J_3 D_1 J_3''$ darstellen, heißen Kreuzlinien.

Die Geraden $A' L_{1,2}$, $J_2'' L_{2,3}$, $J_3'' L_{3,4}$ treffen die Seilecksseiten $D_2^l B_1$, $D_3^l C_1$, $D_4^l D_1$ in den Festpunkten J_2, J_3, J_4. Aus der Abb. 10 ist die Konstruktion des Festpunktes J_2 mittels der Punkte A', D_1^r, B_1, $L_{1,2}$, D_2^l, welche auf gegebenen Geraden liegen, ersichtlich.

In der Abb. 10a haben wir die Festlinie J_2 bestimmt, indem wir die beliebige Gerade $AB'1$ gezogen haben, die Punkte 1 und $L_{1,2}$ durch eine Gerade verbunden und deren Schnittpunkt mit der d_2^l-Linie ermittelt. Die Gerade $2B'$ trifft die Achse in dem Punkt J_2 der Festlinie J_2. Wir ziehen dann durch diesen Punkt eine beliebige Gerade und bestimmen in gleicher Weise den Punkt J_3 usw. Die unbekannten Kräfte X werden folgendermaßen ermittelt:

Wir tragen auf der A-Linie der Abb. 10 den Abschnitt AA' der Kreuzlinie aus der Kraft $B_1 = N_1 : w_1 \cdot e_1$ und ziehen die Gerade $A' L_{1,2}$, welche die Festlinie J_2 in dem Punkt J_2 trifft. Dann tragen wir auf der J_2-Linie den Kreuzlinienabschnitt $J_2 J_2''$ aus der Kraft $C_1 = N_2 : w_2 e_2$. Vom Punkte J_2'' ziehen wir die Gerade $J_2'' L_{2,3}$, ermitteln den Schnittpunkt J_3 mit der Festlinie J_3 und tragen den Abschnitt $J_3 J_3''$ aus der Kraft $D_1 = N_3 : w_3 \cdot e_3$. Die übrigen J-Punkte werden in der gleichen Weise ermittelt.

Die gesuchten X-Linien $B_1 C_1$, $C_1 D_1 \ldots$ gehen durch die Punkte J und die der Endöffnungen, wie AB_1, durch die Endstützen. Die Gerade $B_1 C_1$ geht durch den Festpunkt J_2 der zweiten Oeffnung, die $C_1 D_1$ durch den Festpunkt J_3 der dritten Oeffnung usw.

B. Allgemeine Form der Gleichungen.

Abb. 11, 11a, 11b.

Die aufzulösenden Gleichungen seien:

$$\begin{aligned} X_1 \cdot b + X_2 c \qquad\quad &= -N_1 \\ X_1 c + X_2 d + X_3 e &= -N_2 \\ X_2 e + X_3 f + X_4 g &= -N_3 \\ \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad &\cdot \\ \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad &\cdot \\ \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad &\cdot \end{aligned}$$

Die Anzahl n der Unbekannten X_1, X_2, $X_3 \ldots$ kann beliebig sein.

Wir nehmen einen durchgehenden Träger von gleichen Oeffnungen und $n + 2$-Stützen an (s. Abb. 11) und denken wir uns auf den Stützen 1, 2, 3 ... die Größen der Unbekannten X_1, X_2, $X_3 \ldots$ getragen. Verbinden wir die Endpunkte dieser Größen miteinander und mit den Endstützen, so erhalten wir ein Vieleck.

In der Mitte der ersten, zweiten, dritten, vierten ... Oeffnung entstehen als Ordinaten des Vieleckes die Größen

$$\frac{0 + X_1}{2}, \quad \frac{X_1 + X_2}{2}, \quad \frac{X_2 + X_3}{2}, \quad \frac{X_3 + X_4}{2} \ldots$$

und an den Stützen 1, 2, 3 ... die Unbekannten

$$X_1, \; X_2, \; X_3 \ldots$$

Wir lassen in der Mitte der ersten, zweiten, dritten, vierten.... Oeffnung die Kräfte

$(0 + X_1)\, 2a$, $(X_1 + X_2)\, 2c$, $(X_2 + X_3)\, 2e$, $(X_3 + X_4)\, 2g$..

und an den Stützen 1, 2, 3 ... die

$X_1 (b - a - c)$, $\quad X_2 (d - c - e)$, $\quad X_3 (f - e - g) \ldots$

wirken. Dabei sind b, c, d, e, f, g ... die Beiwerte der Gleichungen und a eine beliebige Größe.

Mit diesen Kräften zeichnet man ein Seileck. Die Seiten des Seileckes bilden mit der Achse an den Stützpunkten 1, 2, 3 ... Winkel.

An der Stütze 1 entstehen aus den Kräften der benachbarten Oeffnungen folgende Winkel:

Aus der Kraft $X_1 \cdot 2a$ der Winkel $X_1 a$, aus $(X_1 + X_2)\, 2c$ in der zweiten Oeffnung der Winkel $(X_1 + X_2)\, c$ und aus $X_1 (b - a - c)$ an der Stütze 1 ein gleich großer Winkel.

Die Summe dieser Winkel ist:

$$X_1 a + (X_1 + X_2) c + X_1 (b - a - c) = X_1 b + X_2 c.$$

An den Stützen 2 und 3 erhalten wir in der gleichen Weise die Summen der Winkel

$$X_1 c + X_2 d + X_3 e$$

und $\qquad X_2 e + X_3 f + X_4 g.$

Ist das zweite Glied der Clapeyronschen Gleichung gleich „Null", so müssen auch die Summen der Seileckwinkel an jeder Stütze gleich „Null" sein. Andernfalls ist diese Summe gleich dem Winkel, dessen Größe N ist.

Daraus ist ersichtlich, daß die Unbekannten ebenso zeichnerisch bestimmt werden können wie die Stützenmomente des durchgehenden Trägers auf festen Stützen.

Um die sogenannten Drittellinien zu ermitteln, verfahren wir folgendermaßen:

Wir teilen die auf eine Stütze, z. B. die zweite,

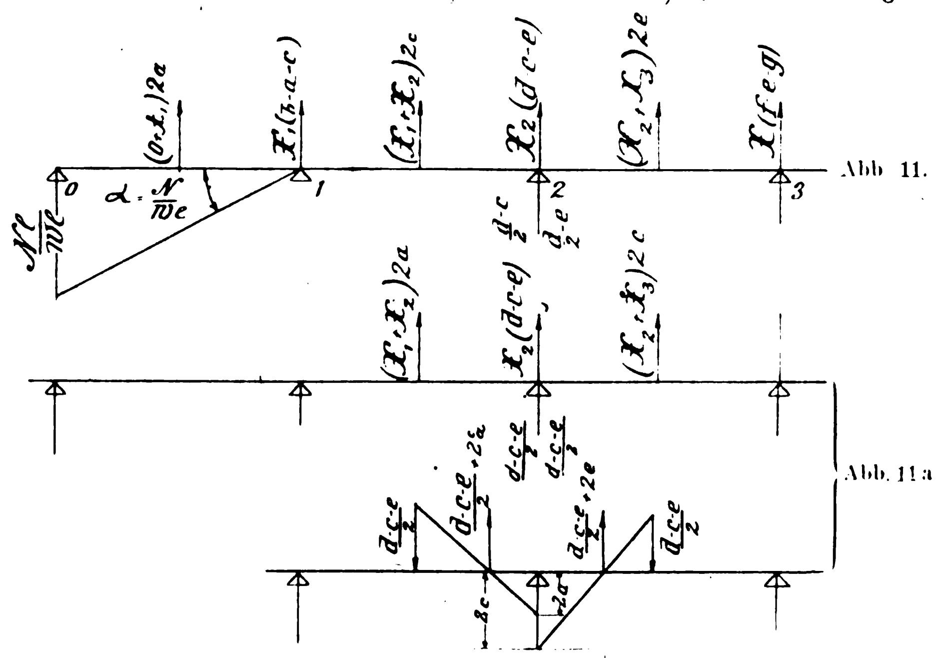


Abb. 11.

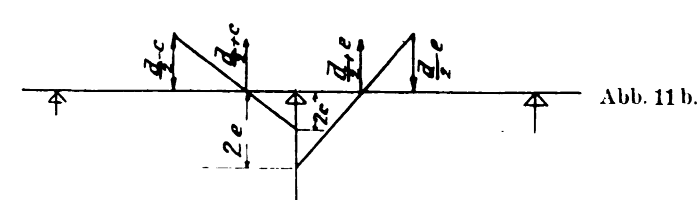


Abb. 11 a.

Abb. 11 b.

wirkende Kraft $X_2 (d - c - e)$ entweder in zwei gleiche Teile (s. Abb. 11 a) und setzen den einen mit der in der Mitte der linken Oeffnung wirkenden Kraft $X_2\, 2\, c$, den anderen mit der in der Mitte der rechten Oeffnung wirkenden Kraft $X_2\, 2\, c$ zusammen, um als rechte Drittellinie der zweiten Oeffnung die Mittelkraft

$$D_2^r = X_2 \left(\frac{d - c - e}{2} + 2\, a\right)$$

und als linke der dritten Oeffnung

$$D_3^l = X_2 \left(\frac{d - c - e}{2} + 2\, c\right)$$

zu erhalten.

Der Punkt $L_{2,3}$ der sogenannten verschränkten Drittellinie liegt auf der Resultierenden der beiden Drittellinien.

Andere Drittellinien erhält man, wenn man die Kraft $X_2 (d - c - e)$ der Stütze 2 in die Kräfte $X_2 \left(\frac{d}{2} - c\right)$, $X_2 \left(\frac{d_2}{2} - e\right)$ zerlegt und die erste mit der linksliegenden Kraft $X_2\, 2\, c$, die zweite mit der rechtsliegenden $X_2\, 2\, e$ zusammensetzt, wie es in der Abb. 11 b zeichnerisch geschehen ist. Daraus ergeben sich die rechte und linke Drittellinie

$$D_2^r = X_2 \left(\frac{d_2}{2} + c\right) \quad \text{und} \quad D_3^l = X_2 \left(\frac{d}{2} + e\right)$$

der zweiten und dritten Oeffnung.

In der gleichen Weise werden nach dem einen oder anderen Verfahren die Drittellinien und die Punkte L aller Oeffnungen ermittelt.

Mit Hilfe der Drittellinien und den Punkten L bestimmt man, wie beim durchgehenden Träger, die Festlinien J. Es sei noch erwähnt, daß die Ausdrücke $w \cdot e$, d. h. die rechte Drittellinie einer Oeffnung mal ihrer Entfernung vom rechten Auflager, folgende Werte hier annehmen:

In der ersten Oeffnung $w_1\, e_1 = a \cdot l$
„ „ zweiten „ $w_2\, e_2 = c \cdot l$
„ „ dritten „ $w_3\, e_3 = e \cdot l$
. . . .

Zur Bestimmung der Stützenmomente brauchen wir die Kreuzlinien. Diese werden aus den Gliedern $N_1, N_2, N_3 \ldots$ der Clapeyronschen Gleichungen ermittelt.

Aus der Größe N_1 entsteht am Auflager 1 der ersten oder zweiten Oeffnung eine Kreuzlinie. Ihr Abschnitt auf der Stütze 0 der ersten Oeffnung (s. Abb. 11 b) ist

$$N_1\, l : w_1\, e_1 = N_1 : a$$

und liegt unter der Achse, solange N_1 positiv ist.

In der gleichen Weise sind die andern Kreuzlinien zu ermitteln.

Die Unbekannten X erscheinen über der Achse, solange sie positiv sind.

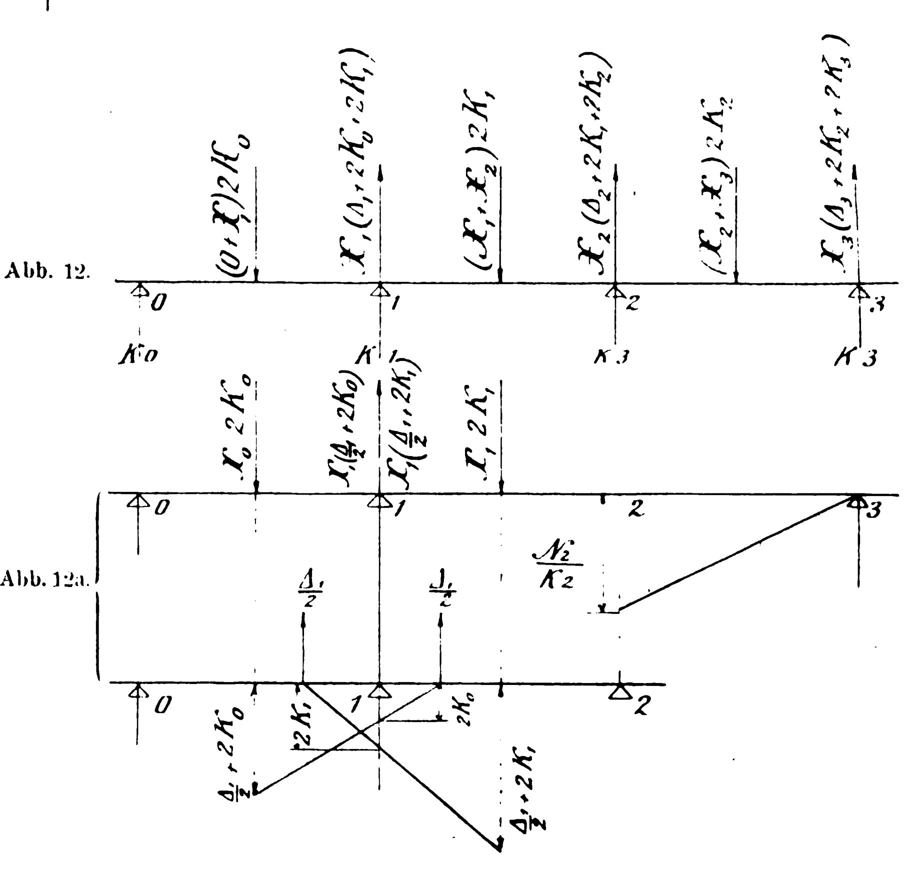


Abb. 12.

Abb. 12 a.

C. Besondere Form der Gleichungen für die durchgehenden Bogenträger.

Abb. 12, 12 a.

Es seien folgende Gleichungen gegeben:

$$X_1(K_0 + \Delta_1 + K_1) - X_2 K_1 = -N_1$$
$$-X_1 K_1 + X_2(\Delta_2 + K_1 + K_2) - X_3 K_2 = -N_2$$
$$\cdots$$
$$-X_{r-1} K_{r-1} + X_r(\Delta_r + K_{r-1} + K_r) - X_{r+1} K_r = -N_r.$$

In der gleichen Weise, wie für die Gleichungen der allgemeinen Form im Abschnitt B, lassen wir in der Mitte der ersten, zweiten, dritten Oeffnung (s. Abb. 12) die positiven Kräfte

$$(0 + X_1)\,2K_0,\quad (X_1 + X_2)\,2K_1,\quad (X_2 + X_3)\,2K_2,$$

und auf den Stützen 1, 2, 3 die negativen Kräfte

$$X_1(\Delta_1 + 2K_0 + 2K_1),\quad X_2(\Delta_2 + 2K_1 + 2K_2),$$
$$X_3(\Delta_3 + 2K_2 + 2K_3)$$

wirken.

Hier zerlegt man am besten die Kräfte der Stützen in zwei ungleiche Kräfte. Man zerlege z. B. die Kraft $X_1(\Delta_1 + 2K_0 + 2K_1)$ der Stütze 1 (s. Abb. 12 a) in die Komponenten $X_1\left(\frac{\Delta_1}{2} + 2K_0\right)$ und $X_1\left(\frac{\Delta_1}{2} + 2K_1\right)$, von denen man die erste mit der in der Mitte der ersten Oeffnung liegenden Kraft $X_1\,2K_0$, die zweite mit der der zweiten Oeffnung $X_1\,2K_1$ zeichnerisch zusammensetzt.

Wir erhalten dann die benachbarten Drittellinien $\Delta:2$ der zweiten und dritten Oeffnung, deren Resultierende die Achse in dem Punkt $L_{1,2}$ schneidet. Die Größen $w \cdot e$ haben in den verschiedenen Oeffnungen folgende Werte:

In der ersten Oeffnung $w_1 e_1 = K_0 l$
„ „ zweiten „ $w_2 e_2 = K_1 l$
„ „ dritten „ $w_3 e_3 = K_2 l$
. . .

Der Kreuzlinienabschnitt aus N_1 auf der Stütze 0 beträgt

$$\frac{N_1 l}{w_1 e_1} = \frac{N_1}{K_0}$$

(s. Abb. 12 a), und zwar liegt dieser Abschnitt unter der Achse, da N_1 positiv. Die Größen X erscheinen über der Achse, solange sie positiv sind, andernfalls unter der Achse.

D. Zeichnerische Ermittelung der Bogenkräfte von Rahmenträgern mit parallelen Gurtungen.

1. Ermittelung der Drittellinien.

Abb. 13, 14, 14 a.

Den Rahmenträger mit parallelen Gurtungen von der Höhe h und gleichen Feldern λ zeigt Abb. 13. Das Trägheitsmoment der Gurtungen und der lotrechten Stäbe ist konstant gleich J.

Die in der Mitte des Trägers wirkende wagrechte Kraft X_r des Feldes r steht mit den in den benachbarten Feldern $r-1$ und $r+1$ wirkenden wagrechten Kräften X_{r-1} und X_{r+1} sowie mit den Biegungsmomenten des belasteten frei aufliegenden Trägers nach Gleichung II b) in folgender Beziehung:

$$-X_{r-1} + X_r\left(2 + \frac{6\lambda}{h}\right) - X_{r+1} = -$$

$$= -\frac{6\lambda}{h^2}\left(\frac{\mathfrak{M}_{r-1} + \mathfrak{M}_r}{2}\right) = -\frac{6\lambda}{h^2}\,\mathfrak{M}_a.$$

Dabei bezeichnen $\mathfrak{M}_{r-1}$ und $\mathfrak{M}_r$ die Momente des frei aufliegenden Trägers AB an den Stellen $r-1$ und r.

Für jedes Feld besteht eine solche Gleichung. Die Lösung derselben geschieht folgendermaßen: Wir nehmen einen durchgehenden Träger mit $n+1$ gleich großen Oeffnungen von der Stützweite λ. Dabei bezeichnet n die Felderzahl des Trägers.

In der Mitte der Oeffnungen, z. B. der r und $r+1$, lassen wir die positiven Kräfte $2(X_{r-1} + X_r)$, $2(X_r + X_{r+1})$ und an der Stütze r die negative Kraft $X_r\left(4 + \frac{6\lambda}{h}\right)$ (s. Abb. 14) wirken. Wir zerlegen hier die letzte Kraft in zwei gleiche und setzen wir die eine mit der links liegenden Kraft $2X_r$ und die andere mit der rechts liegenden Kraft zusammen. Diese Zusammensetzung geschieht zeichnerisch, wie Abb. 14 a zeigt. Dadurch bestimmen wir die Lagen der zwei benachbarten Drittellinien $3\lambda:h$ dieser Oeffnung. Sie liegen in der Entfernung $h:3$ von der gemeinsamen Stütze. Ihre Resultierende durch den Punkt $L_{r,r+1}$ fällt mit der Stützlinie zusammen und der Punkt mit dem Stützpunkt.

Die Größe $w \cdot e$ ist für alle Oeffnungen gleich λ.

Der Abschnitt der Kreuzlinie auf der benachbarten Stütze beträgt

$$\frac{6\lambda^2}{w \cdot e \cdot h}\,\mathfrak{M}_a^r = \frac{6\lambda}{h^2}\,\mathfrak{M}_a^r.$$

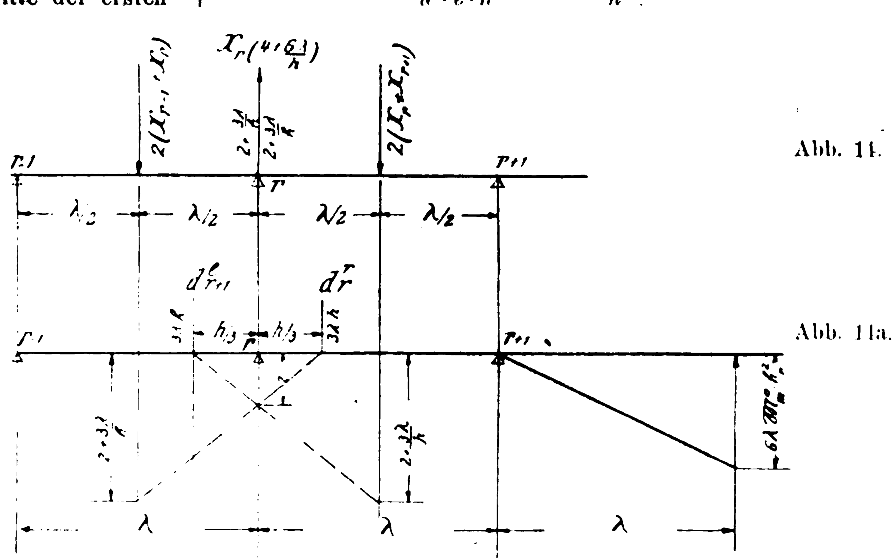


Abb. 14.

Abb. 14 a.

2. Ermittelung der Festlinien.

Abb. 15.

Den durchgehenden Träger haben wir in der Abb. 15 so gestellt, daß die erste und letzte Stütze in der Entfernung $\lambda:2$ links und rechts unter dem Rahmenfachwerk zu liegen kommt. Die Oeffnungen sind gleich λ. Die Ermittelung der Festlinien geschieht in gleicher Weise, wie beim durchgehenden Träger, auf festen Stützen mit Hilfe der sogenannten Drittellinien.

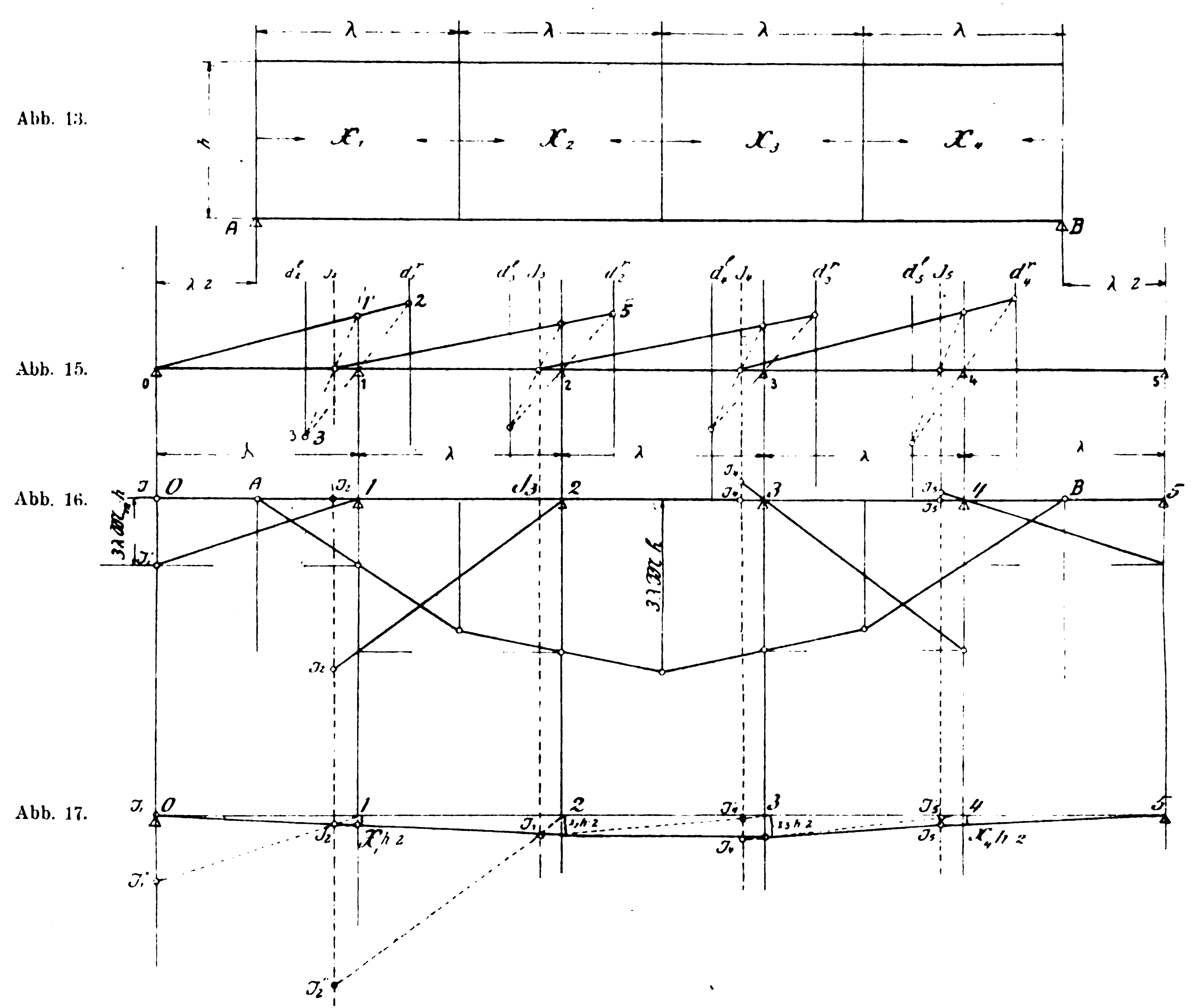
Wir ziehen durch den Punkt 0 die beliebige Gerade $0\,1'\,2$, verbinden die Punkte 2 und 1 durch eine Gerade, welche die d_2^l-Linie in dem Punkt 3 trifft. Die Gerade $3,1'$ schneidet die Achse in dem Punkt der Festlinie J_2.

Wir ziehen durch diesen Punkt die beliebige Gerade 1,5 und bestimmen in der gleichen Weise den Punkt J_3 usw.

3. Ermittelung der Festpunkte J und der Unbekannten X.

Abb. 16, 17.

Zuerst müssen die Kreuzlinien aus der Belastung ermittelt werden.



In der Abb. 16 sind die aus der Belastung des frei aufliegenden Trägers AB ermittelten Momente mal $3\lambda:h$ aufgetragen worden.

Der Abschnitt der Kreuzlinie der Stütze r auf der benachbarten Stütze ist

$$\frac{6\lambda}{h^2}\cdot\frac{1}{2}(\mathfrak{M}_{r-1}+\mathfrak{M}_r).$$

Da wir nicht die Kräfte X, sondern die Momente $X\cdot h:2$ bestimmen wollen, so tragen wir als Abschnitt der Kreuzlinie in der Abb. 16 den Wert

$$\frac{h}{2}\cdot\frac{6\lambda}{h^2}\left(\frac{\mathfrak{M}_{r-1}+\mathfrak{M}_r}{2}\right)=\frac{3\lambda}{h}\left(\frac{\mathfrak{M}_{r-1}+\mathfrak{M}_r}{2}\right).$$

In dieser Weise sind alle Kreuzlinien eingetragen. Mit Hilfe der Kreuzlinien und der Festlinien J sind in der bekannten Weise, wie aus der Abb. 17 ersichtlich ist, die Festpunkte J, durch welche die Momentenlinien gehen, ermittelt. Die Momentenlinien liefern auf den Stützen die Momente $Xh:2$.

Schnellumlaufsicherung für Warmwasserheizungen.

Von K. Schmidt, Stadtbauinspektor für Heizungsanlagen in Dresden.

Eine ausführliche Beschreibung der Schnellumlaufsicherung für Warmwasserheizungen*) hat jetzt allgemeines Interesse, seitdem durch den Kgl. Sächs. Ministerial-Beschluß vom 24. Februar 1917 die Schnellstromsicherung für alle absperrbaren Warmwasserkessel zugelassen worden ist.

Während die bekannten Sicherungen für Warmwasserheizungen entweder nur auf die Ausdehnung Rücksicht nahmen oder wie die preußischen Erlasse vom Februar 1914 nur die Möglichkeit der Dampfbildung im Kessel verhindern sollte, so geht die neue Sicherung in ihren Zielen und Wirkungen bedeutend weiter. Sie sichert nicht nur den Kessel, sonndern das ganze Heizsystem. Sie bezweckt, den Wasserkessel als solchen in seiner Eigenart als Warmwasserkessel zu erhalten, also überhaupt zu verhindern, daß er sich aus einem Warmwasserkessel in einen Dampfkessel verwandelt. Dies wird dadurch erzielt, daß vom höchsten Punkt des Kessels eine Sicherheitsleitung über den Wasserspiegel des Ausdehnungsgefäßes geführt wird. Das in dem Sicherheitsrohr hochsteigende Gemisch von Wasser und Dampf scheidet

*) Vgl. „Haustechnische Rundschau" Nr. 21 v. 1. Mai 1917, Halle a. d. S.

sich im Ausdehnungsgefäß in Wasser und Dampf. Das heiße Wasser strömt durch eine Rückkühlleitung in einen Kühlkörper, von wo das Wasser gekühlt selbsttätig wieder in den Kessel zurückläuft. Als Kühlkörper ist es natürlich das einfachste, sämtliche Heizkörper oder einen Teil derselben zu verwenden.

Damit der Kühlkörper stets auch im Rücklauf das Wasser frei zum Kessel zurückströmen lassen kann, muß der Hauptrücklaufschieber mit einer Umgehungsleitung und mit einer in diese eingebauten Dreiwegvorrichtung umgangen werden, die es ermöglicht, den Kessel entweder mit der Warmwasserheizung oder mit der freien Luft zu verbinden.

Die Wirkungsweise der Schnellstromsicherung ist folgende:

Bei Eintritt einer Umlaufhemmung, z. B. bei Absperrung des Vor- und Rücklaufschiebers der Kessel- während des Heizbetriebes, steigt die Temperatur des Wassers im Kessel. Noch bevor sich Dampf im Kessel bildet, steigen Luftblasen in dem Sicherheitsrohr hoch und erleichtern die Wassersäule. Sobald die Wassersäule sich genügend gehoben hat, strömt das Wasser in das Ausdehnungsgefäß. Von hier läuft das 100 Grad warme Wasser dann durch das Rückkühlrohr nach dem als Kühlsystem wirkenden Heizsystem, wo es gekühlt dem Kessel wieder zuströmt. Die Schnellstromsicherung wird wieder selbsttätig unterbrochen, sobald der Wärmegrad im Sicherheitsrohr unter 100 Grad gefallen ist, d. h. sobald sich das Wasser im Kessel auf 100 Grad abgekühlt hat. Besteht die Umlaufhemmung weiter, so steigt die Kesselwärme von neuem bis zur Dampfbildungstemperatur an und ein neuer Ueberwurfabschnitt beginnt. Dieses Spiel setzt sich fort, bis der Brennstoff im Kessel abgebrannt ist, oder bis ein hinzukommender Heizer Abhilfe geschaffen hat. Die ganze Sicherheitsvorrichtung wirkt wie ein Nebenheizsystem, was auf den Prinzipien der Schnellumlaufheizung (wie z. B. die Brückner-Heizung) beruht; daher ist ihr auch der Name Schnellumlaufsicherung gegeben worden.

Die Hauptvorteile der Schnellstromsicherung sind:

1. absolute Sicherung des Kessels und des gesamten Heizsystems,
2. die Umtriebskraft der Schnellstromsicherung steigt mit der Höhe des Sicherheitsrohres, je höher also eine Warmwasserheizung ist, je kleinere und billigere Rohrleitung benötigt die Sicherheitsvorrichtung,
3. da alles durch das Sicherheitsrohr beförderte Wasser durch das Rückkühlrohr zum Kessel wieder zurückgeleitet wird, so entstehen keine Wasserverluste und dadurch bedingte Betriebsunterbrechungen.

Nach Ausführung einer größeren Reihe von Versuchen an kleineren Anlagen wurde die große aus 10 Kesseln bestehende Anlage Pumpenwarmwasserstromheizung im Neuen Rathause in Dresden damit versehen. In den letzten Jahren sind dann eine größere Anzahl von Schnellstromsicherungen in ganz Deutschland ausgeführt worden. Sie haben alle stets die Kessel und die Heizanlage geräuschlos und ohne Betriebsstörung gesichert. Die Armaturen liefert die Firma Staeding & Maysel in Niedersedlitz.

Kleine Mitteilungen.

Angelegenheiten des Vereins.

Versammlungsbericht.

Vereinsversammlung vom 28. März 1917.
Vors.: Herr Schleyer. Schriftf.: Herr Mohr.
Anwesend: 17 Mitglieder und Gäste.

Nach geschäftlichen Mitteilungen werden die Herren Intendantur- und Baurat Mascke (Hannover), Reg.- und Baurat Ertz (Hannover) und Dipl.-Ing. Kiehne (Diedenhofen) in den Verein aufgenommen. — Namens der Rechnungs-Prüfungskommission für 1915 erstattet Hr. Zisseler den Bericht. Da sich Beanstandungen nicht ergeben haben, wird dem Rechnungsführer Entlastung erteilt und ihm wie den Rechnungsprüfern der Dank des Vereins ausgesprochen. — Zur Prüfung der Rechnung für 1916 werden die Herren Dolezalek, Funk, Zisseler wiedergewählt. — Herr Nessenius erläutert den Haushaltsplan für 1917, der in Einnahme und Ausgabe mit 10 850 M. abschließt; obwohl die Einnahmen aus Mitgliederbeiträgen infolge der Ungunst der Verhältnisse nicht unerheblich zurückgehen und ausbleiben, dürfte der Voranschlag zutreffend sein, wenn uns die Beihilfen der Behörden erhalten bleiben, auf die der Verein glaubt rechnen zu dürfen. Der Haushaltsplan wird genehmigt. — Im Anschluß an eine Einladung des Verbandes der technisch-wissenschaftlichen Vereine zu Hannover beantragt Herr Schwering, unser Verein solle diesem Verbande, dem er naturgemäß zugehört, als Mitglied beitreten. Der Antrag wird angenommen.— Die Versammlung bespricht den in der Kunstausstellung befindlichen Entwurf der Tet-Stadt (Neubauten für H. Bahlsens Keks-Fabrik in Hannover) von Prof. Hoetger und die dazu ausgegebene Geleitschrift mit Abbildungen. Während der Vorsitzende damit nicht einverstanden ist, erklärt Herr Wolf, ohne auf Formen und Aufbau einzugehen, daß der Entwurf, rein städtebaulich betrachtet eine anerkennenswerte Leistung sei, wenn ihm auch noch gewisse Mängel und Fehler anhaften, und er deshalb noch nicht als reif bezeichnet werden könne. Herr Knoch möchte den Entwurf gleichfalls nicht verdammen, betrachtet ihn jedoch auch nur als Skizze und wünscht, daß durch einen Wettbewerb noch anderen Künstlern Gelegenheit gegeben werden möge, bessere Lösungen zu finden. Herr Mascke weist auf den starken Widerspruch hin, in dem sich die hochtönenden Worte der Geleitschrift hinsichtlich der künstlerischen Absichten und der Formgebung zu dem Entwurf selbst befinden und bemängelt die vielfachen groben Verstöße des Entwurfs gegen elementare Gesetze der Konstruktion und des architektonischen Aufbaues. Herr Mohrmann vermißt in dem Entwurf unter anderem schon die Erfüllung der beiden grundlegenden Forderungen der Baukunst, daß das Bauwerk bodenständig sein und das innere Wesen in der äußeren Erscheinung zum Ausdruck bringen müsse. Auf Ersuchen verliest Herr Florien eine eingehend begründete, durchaus ablehnende Kritik, deren Abdruck mehrere Hannoversche Tageszeitungen dankend verweitgert haben. Allgemein war die Versammlung der Ansicht, daß der Entwurf unter Anerkennung der städtebaulichen Seite höchstens als Skizze zu betrachten, in Aufbau und Formengebung aber nicht scharf genug zurückzuweisen sei, und daß die kindlichen Zeichnungen der Geleitschrift in übler futuristisch-kubistischer Manier als beledigender Angriff auf jedes gesunde künstlerische Gefühl bezeichnet werden müsse, wodurch die Kunst zu Reklamezwecken mißbraucht worden sei. Demgemäß beantragt Herr Schwering, der Vorstand

möge in geeigneter Weise der Presse und dem Bauherrn folgende Entschließung mitteilen: „Der Architekten- und Ingenieurverein zu Hannover spricht gegen den Hoetgerschen Entwurf der Tet-Stadt seine ernstesten Bedenken aus und erachtet es bei der Wichtigkeit der Angelegenheit und bei der Größe der Bauaufgabe für dringend wünschenswert, daß durch einen Wettbewerb auf Grund eines eingehenden Bauprogramms eine bessere Lösung gesucht und gefunden werde". Der Antrag wird einstimmig angenommen. Schluß der Sitzung 10¼ Uhr.

Vermittelungsstelle für technisch-wissenschaftliche Untersuchungen.

Der Vorstand des Deutschen Verbandes technisch-wissenschaftlicher Vereine hat beschlossen, in seiner Geschäftsstelle eine Einrichtung zu schaffen, welche für die Ausführung von wissenschaftlich-technischen Untersuchungen zwischen der Technik und den wissenschaftlichen Instituten der Universitäten und technischen Hochschulen vermitteln soll.

Sehr viele Probleme und ebenso die besondere Kenntnis der Arbeitsgebiete sind heutzutage so stark spezialisiert, daß manchmal für ein bestimmtes Problem nur wenige geeignete Bearbeiter in den wissenschaftlichen Instituten vorhanden sind. Wenn es nun gelingen könnte, alle solche Probleme den jeweils geeigneten Bearbeitern zuzuführen, so würde damit ein sehr erheblicher Nutzen mit geringst möglichem Arbeitsaufwand geschaffen werden können.

Einerseits könnten die großen geistigen und materiellen Werte, die in den Einrichtungen der wissenschaftlichen Institute der Universitäten und technischen Hochschulen und in den Kenntnissen und Erfahrungen ihrer Leiter liegen, in höherem Maße als bisher der deutschen Industrie nutzbar gemacht werden. Andererseits würden der Industrie, soweit sie nicht selbst durch ihre Einrichtungen, Arbeitskräfte und sonstigen Verbindungen dazu in der Lage ist, also insbesondere den mit Versuchseinrichtungen weniger versehenen mittleren und kleineren Werken, die Möglichkeit gegeben werden, auftretende Probleme nicht ungelöst zu lassen, sondern ihre Lösung durch Mithilfe des Verbandes in die Wege zu leiten. Auch für die großen industriellen Werke könnte es manchmal nicht unerwünscht sein, auf diese Weise Anknüpfung mit Akademikern zu bekommen, die komplizierte Fragen wissenschaftlich, aber doch im Zusammenhang mit der Technik zu beurteilen geneigt sind.

Eine große Anzahl von Institutsleitern auf dem Gebiete der angewandten und physikalischen Chemie, der Physik, der Elektrotechnik und der Ingenieurwissenschaft haben sich bereit erklärt, derartige Arbeiten, welche ihnen durch die Vermittelungsstelle des Deutschen Verbandes zugeführt werden, zu übernehmen; auf jedem der genannten Gebiete haben sich fernerhin der Geschäftsstelle fachkundige Herren zur Verfügung gestellt, um sie bei der Auswahl der jeweils in Betracht kommenden Bearbeiter zu unterstützen.

Der Deutsche Verband und die Leiter der wissenschaftlichen Institute hoffen, daß diese Vermittelungsstelle nicht nur für die Dauer des Krieges, sondern auch für die Uebergangswirtschaft und für die spätere Friedenswirtschaft von Wert sein und sich sehr nutzbringend erweisen wird.

Der Verband richtet daher an die industriellen Werke auf dem Gebiete der Chemie, der angewandten Physik, der Elektrotechnik, des Maschinenbaues und der gesamten Ingenieurwissenschaften die Bitte, sich der Vermittelungsstelle des Deutschen Verbandes, Berlin NW 7, Sommerstr. 4a, zu Händen des geschäftsführenden Vorstandsmitgliedes zu bedienen.

Bücherschau.

Bei der Schriftleitung eingegangene, neu erschienene Bücher:

(In diesem Verzeichnis werden alle bei der Schriftleitung eingehenden Bücher aufgeführt; eine Besprechung einzelner Werke bleibt vorbehalten; eine Rücksendung der eingesandten Bücher findet nicht statt.)

W. Gehler. Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1916. Berlin 1916. Ernst & Sohn.

Dr.-Ing. F. Brandler. Beitrag zur Statik gelenkloser, fest eingespannter Bogenträger. Wien-Berlin 1916. Verlag für Fachliteratur.

Dr.-Ing. Lange. Die hydrostatischen Druckverhältnisse bei massiven Talsperren. Leipzig 1916. „Das Wasser."

Dr. H. Löschner. Ueber die Niederschlagshäufigkeit in den österreichischen Ländern. Brünn 1914. Winiker.

Schriften des Verbandes zur Klärung der Wünschelrutenfrage. Heft 7. Stuttgart 1916. Wittwer.

W. Gehler. Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1916. Berlin 1917. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 2,60 M.

Die rasche Entwickelung des Eisenbetonbaues und seiner Theorie erfordert verhältnismäßig oft eine ergänzte Neuausgabe der amtlichen Vorschriften. Trotz sorgfältiger Durcharbeitung derselben läßt es sich aber nicht vermeiden, daß besonders bei der wünschenswerten knappen Fassung der eine oder andere Punkt unklar bleibt oder verschiedenartige Auslegung zuläßt. Da ist es nun mit Freuden zu begrüßen, wenn von berufener Seite das Wort genommen wird, um dunkle Stellen aufzuhellen und die Fachwelt mit den näheren Absichten der Vorschriften bekannt zu machen. Einen derartigen Zweck verfolgt die vorliegende kleine Arbeit, deren Verfasser, Dr.-Ing. Gehler, ord. Professor an der Technischen Hochschule zu Dresden, als Mitglied des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton und des mit der Vorbereitung der neuen Bestimmungen betrauten Sonderausschusses besonders geeignet ist, dem in Rede stehenden Zweck zu dienen.

Der Wert des Schriftchens wird noch dadurch erhöht, daß der Stoff vor der Veröffentlichung einer Reihe anderer Mitglieder des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, dem Deutschen Betonverein und den übrigen beteiligten Industrieverbänden zur Meinungsäußerung vorgelegt wurde. Der Inhalt folgt der in den amtlichen Bestimmungen gegebenen Anordnung des Stoffes. Wir können die „Erläuterungen" allen empfehlen, die mit Eisenbeton zu tun haben und hoffen mit dem Verfasser, daß sie auch dazu beitragen werden, die Mitarbeit der Fachgenossen beim weiteren Ausbau der amtlichen Bestimmungen anzuregen und damit das Ziel einer möglichsten Vervollkommnung der Gesetzesvorschriften für den Eisenbeton zu erreichen. *Michel.*

Das Werk ist empfohlen vom Herrn Minister der öffentlichen Arbeiten in Berlin, vom Kgl. sächs. Ministerium des Innern in Dresden, vom Kgl. württ. Ministerium des Innern in Stuttgart. *Die Schriftleitung.*

Für die Schriftleitung verantwortlich: Professor W. Schleyer.

Druck von Gebrüder Jänecke, Hannover.

ZEITSCHRIFT
für
Architektur und Ingenieurwesen.

Herausgegeben

von dem

Vorstande des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.

Schriftleiter: Geheimer Baurat Professor **W. Schleyer** in Hannover.

Jahrgang 1917. Heft 5.

(Band LXIII. Band XXII der neuen Folge.)

Erscheint jährlich in sechs Heften.

Jahrespreis 22 Mark 60 Pfg.

Der Verkaufspreis der Zeitschrift beträgt im Buchhandel 22.60 Mark, für Mitglieder des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine 14.00 Mark, für Studierende der Technischen Hochschulen 9.60 Mark.

Inhalt:

Wiesbaden.

C. W. Kreidel's Verlag.

1917.



ZEITSCHRIFT
für
Architektur und Ingenieurwesen.

Herausgegeben
von dem Vorstande des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.
Schriftleiter: Professor **W. Schleyer,** Geheimer Baurat.

Jahrgang 1917. Heft 5.
(Band LXIII; Band XXII der neuen Folge.)

Erscheint jährlich in 6 Heften.
Jahrespreis 22,60 Mark.

Bauwissenschaftliche Abhandlungen.

Die deutschen Architekturtheoretiker des 17. und 18. Jahrhunderts.

Von Dr. V. Curt Habicht, Privatdozent, Hannover.

III. Kapitel: Leonhard Christoph Sturm und Nikolaus Goldmann.

Einer Darstellung des Schaffens, namentlich aber der Bedeutung von Leonhard Christoph Sturm und seinem Lehrer Nikolaus Goldmann stehen nicht unerhebliche Schwierigkeiten entgegen. Einerseits sind beide Theoretiker keineswegs Unbekannte geblieben, und es könnte der Einwand gemacht werden, warum längst erkannte Verdienste noch einmal hervorgehoben werden sollen, und dann hat gerade Sturm eine so ausgeprägte, z. T. ungünstige Wertung erfahren, daß es einigermaßen schwierig sein muß — eingedenk der Wahrheit des Wortes: semper aliquid haeret — ein gerechtes Bild zu zeichnen. Dennoch und vielleicht gerade wegen dieser Vorurteile oder zum mindesten vorgefaßten und eingewurzelten Meinungen wird es wertvoll sein, sich noch einmal ein völlig objektives Bild zu machen. Ueberdies hat unsere Betrachtung trotz der genannten Schwierigkeiten den Vorzug, die Ideen und Leistungen der beiden Männer nicht unvermittelt einsetzen, vielmehr aus der vorher aufgezeigten Entwicklung der architekturtheoretischen Werke hervorgehen zu sehen. Auf Grund dieses Ueberblicks wird sich das Schöpferische, Neue und Eigene leichter erkennen und die Bedeutung desselben mit mehr Gerechtigkeit ermessen lassen. In ganz besonderer Weise wird sich in diesem Falle auch ein Umblick auf die immer wieder als vorbildlich genannten französischen Architekturtheorien gebieten und wird ein genauer Vergleich zum Zweck der Erkenntnis der tatsächlichen Abhängigkeit oder Selbständigkeit angestellt werden müssen.

Eine den Erscheinungsjahren der Werke folgende referierende Betrachtungsweise wird sich hier ebensowenig empfehlen wie bei den Arbeiten Jos. Furttenbachs d. Ae., vielmehr sollen auch diesmal nach kurzen Lebensbeschreibungen die behandelten Gegenstände die Art der Einteilung des Stoffes bestimmen. Da Sturm in der Tat sehr vieles seinem Lehrer Nik. Goldmann zu verdanken hat, muß eine Zusammenfassung der Verdienste Goldmanns vorausgeschickt werden, während bei der weiteren Behandlung, wie z. B. bei der Betrachtung der Schloßanlagen, von dieser Trennung des geistigen Gutes wohl mit Recht deshalb abgesehen werden darf, weil die entscheidenden Neuerungen durchaus Sturms Verdienst bilden und weil es uns ja in erster Linie auf die Entwicklung der architekturtheoretischen Ideen überhaupt ankommen muß. Demnach ergibt sich von selbst folgende Gliederung unseres Stoffes: 1. Leben Nikolaus Goldmanns und Leonh. Christ. Sturms. 2. Die architekturtheoretischen Ideen Nikolaus Goldmanns. 3. Leonh. Christ. Sturms theoretisch-ästhetische Gesamtanschauungen. 4. Die Lösungen der Einzelaufgaben 5. Zusammenfassung.

1. Leben Nikolaus Goldmanns und Leonh. Christ. Sturms.

Ueber Nikolaus Goldmanns Leben und Werke hat eine eben erschienene Arbeit[1]) von M. Semrau Licht verbreitet und bestehende Irrtümer und falsche Ansichten beseitigt. Nach den Untersuchungen Semraus, die im einzelnen hier nicht wiederholt zu werden brauchen, ergibt sich folgendes Bild: Nikolaus Goldmann ist um 1611 in Breslau als ältester Sohn des Schöppenschreibers des Breslauer Rates und Notarius provincialis Johann Goldmann († 1637) geboren. Er studierte in Leipzig und Leiden Rechtswissenschaft und Mathematik. Leiden scheint von dem Tode des Vaters ab sein steter Wohnort geworden zu sein. Er übte dort offenbar eine private Lehrtätigkeit aus. In seinen letzten Lebensjahren trat er in Beziehungen zum Großen Kurfürsten, der 1000 Taler für den Druck des Lebenswerkes Goldmanns bewilligte. Durch den Tod Goldmanns und allerlei widrige Umstände kam es aber nicht zur Ausführung dieses Planes. Goldmann starb im Juni 1665 zu Leiden[2]).

[1]) Max Semrau: Zu Nikolaus Goldmanns Leben und Schriften. Monatshefte für Kunstwissenschaft. Jahrg. IX. p. p. 349 ff. und p. 463 ff.

[2]) Die Schriften Goldmanns sind bei Semrau a. a. O. p. 463 aufgeführt.

Das nicht gedruckte Manuskript der Hauptschrift Goldmanns befindet sich in der Herzogl. Bibliothek zu Wolfenbüttel (Cod. Aug. 1, 7, 11 Fol.). Es führt den Titel „Entwerffung dehr Baukunst durch Niclas Goldmann MDCLXIII." Als Besitzer hat sich eingetragen Moritz F. (Fürst) zu Nassauen, derselbe mit dem der große Kurfürst wegen Erwerbung des Goldmannschen Werkes verhandelt hatte (vgl. Semrau a. a. O. p. 356 ff.). Ein genauer Vergleich hat ergeben, daß Sturm den Text in der „Civilbaukunst" — von ganz unwesentlichen Abänderungen abgesehen — genau übernommen hat. Das Buch enthält 102 Seiten Text (auf 96 Blättern) und 22 Tafeln, davon eine leer

Ueber das Leben Sturms[3]) (Abb. 1) sind wir etwas ausführlicher unterrichtet. Die Uebereinstimmung der Nachrichten, die Semrau zwischen denen der Allg. deutschen Biogr. und des Artikels in der Bibliothèque germanique feststellt und auf einen Auszug des ersteren aus dem letzteren zurückführen zu müssen meint, beruhen wohl auf der Richtigkeit der Angaben überhaupt. P. Zimmermann, der Verfasser des Artikels der Allg. Deutschen Biogr., hat doch das wohl zuverlässige und höchstwahrscheinlich auf Mitteilungen von Sturm selbst beruhende Manuskript des Archivars H. K. Koch (Bibl. Wolfenbüttel Extr. 2558) benutzt.



Abb. 1. *Bildnis L. Chr. Sturms (aus architectura militaris hypothetico-eclectica, Nürnberg 1729; Kupferstecher unbekannt.)*

Darnach stellt sich das Leben Sturms in großen Zügen folgendermaßen dar: geboren am 5. November 1669 in Altorf als Sohn des Professors der Philosophie und Mathematik Jean Christoph Sturm. Sturm sagt von diesem selbst: „Ich hatte einen lieben Vater, der mir die Gründe der Mathematik mit kurzer Leichtigkeit, und des vortrefflichen Goldmanns Anweisung zu der Bau-Kunst mit möglichster Aufrichtigkeit beyzubringen bemühet war. Er konte mir vor andern in diesen Stück ersprießlich an die Hand gehen, weil er des gepriesenen Goldmanns mündlichen Unterricht genossen hatte"[4]). Nach dem Schulbesuch in Heilsbronn und der Erlangung der Würde eines magister in artibus 1688 Studium in Jena. 1690 wird er von Thomasius nach Leipzig berufen und studiert Theologie. Hier lernt er 1693 den Senator G. Bose kennen, der ihm ein helfender, tatkräftiger Gönner wird und bei dem er Abschriften der Manuskripte Goldmanns antrifft. Nach einem Aufenthalt 1694 in Halle wird er 1695 als Professor der Mathematik an die Ritterakademie nach Wolfenbüttel berufen. 1697 besucht er die Niederlande, 1699 Paris. 1702 wird er Professor der Mathematik in Frankfurt a. O., 1704 Mitglied der Gesellschaft der Wissenschaften zu Berlin, errichtet 1706 die Ehrenpforten für den Einzug des Königs in Frankfurt. 1711 erhält er eine Anstellung als Mecklenburgischer Baudirektor in Schwerin, wird 1712 Kammerrat, lebt aber seit 1713 in Hamburg, seit 1716 in Rostock. Ostern 1719 wurde er Rat und Baudirektor in Blankenburg, starb aber schon am 6. Juni 1719[5]).

und eine nur mit dem Anfang einer Zeichnung. Wichtig ist eine Gegenüberstellung der Tafeln in der von Sturm herausgegebenen Civilbaukunst und der der Hs. Sie ergibt, daß sich Sturm eng an sein Vorbild gehalten hat, zeigt aber auch, daß bei den Teilen, die höheres zeichnerisches Können erforderten, Sturm entschieden der überlegenere ist. Besonders deutlich kann man diese Tatsache bei Bl. 102a „Trabeatio Dorica tertia" — Sturm Tafel 26; Bl. 108a „Superiora ordinis Jonici" — Sturm Tafel 34; Bl. 113a „Superiora ordinis Romani" — Sturm Tafel 39 und Bl. 115a „Superiora ordinis Corinthiaci" — Sturm Tafel 42 verfolgen.

3) Vgl. den Artikel von P. Zimmermann in Allg. Deutsche Biographie Bd. 37, p. 42 und Abr. Humbert, Mémoire sur la vie et les ouvrages de feu M. L. Chr. Sturm... in Bibliothèque germanique Bd. 27. Amsterdam 1733, p. 62—85.

2. Die architekturtheoretischen Ideen Nik. Goldmanns.

Goldmann selbst hat von eigentlichen architekturtheoretischen Schriften nur ein Säulenbuch[6]) herausgegeben. Sein Hauptwerk: Die vollständige Anweisung zu der

4) Vgl. Vignola-Daviler-Uebersetzung. Vorrede p. a.

5) Sturms Schriften, die sich mit architektonischen Fragen befassen, sind folgende: 1. De optima tum aedificandi, tum muniendi ratione Leipzig o. J. (1692?). 2. Sciagraphia templi Hierosolymitani.... Leipzig 1694. 3. Juxta explosio calumniarum.... o. J. 1695. 4. Nicolai Goldmanns vollständige Anweisung zu der Civil-Bau-Kunst.... Leipzig 1696. 5. Mathesis juvenilis.... Nürnberg 1699. 6. Außführliche Anleitung zu der gantzen Civil Bau Kunst.... herausgegeben von Sr. A. C. Daviler.... vermehret von L. Chr. Sturm. Amsterdam 1699. 7 Construction der VI ordnungen zur regulären Civil-Bau-K.unst.... Nürnberg o. J. (1699?). 8. Vademecum architectonicum.... Amsterdam 1700. 9. Die zum Vergnügen der Reisenden geöfnete Baumeister-Academie.... (in „Der geöfnete Ritter Plaz ...) Hamburg 1700. 10. Die II. Abtteil. (des geöffneten Ritter-Platzes Dritter Theil), worinnen eine kurtze Vorstellung eines vollkommenen Raritäten-Hauses entworffen wird.... Hamburg 1705. 10a. Descriptio arcuum triumphalium.... breviter concinnata à Leonh. Chr. Sturm in Secularia sacra Academiae regiae Viadrinae ... Frankfurt a. O. o. J. (1706?) p. 130 ff. und 2 Tafeln. 11. Architektonisches Bedencken von protestantischer kleinen Kirchen Figur und Einrichtung.... Hamburg 1712. 12. Gründlicher Unterricht von der Allen.... sehr nöthigen Wissenschaft an Häng- oder Spreng-Wercken. Schwerin und Leipzig 1713. 13. Prodromus Architecturae Goldmannianae.... Augsburg 1714. 14. Vollständige Anweisung alle Arten an Bürgerlichen Wohn-Häusern.... wohl anzugeben. Augsburg 1715. 15. Ein sehr nöthiges Haupt-Stuck der vollständigen Anweisung.... von Land-Wohnungen und Meyereyen. Augsburg 1715. 16. Vollständige Anweisung alle Arten von regularen Pracht-Gebäuden.... zu erfinden.... Augsburg 1717. 17. Kurtze Vorstellung der gantzen Civil-Bau Kunst.... Augsburg 1718. 18. Vollständige Anweisung die Bogen-Stellungen einzutheilen. Augsburg 1718. 19. Vollständige Anweisung alle Arten von Kirchen.... wohl anzugeben.... Augsburg 1718. 20. Vollständige Anweisung Regierungs-Land- und Rathhäuser.... anzugeben. Augsburg 1718. 21. Vollständige Anweisung großer Herren Palläste.... anzugeben.... Augsburg 1718. 22. Architectura civili-militaris.... Augsburg 1719. 23. Architektonische Reise-Anmerckungen... Augsburg 1719. 24. Abhandlung von den Beyzierden.... Augsburg 1720. 25. Die unentbährliche Regel von der Symmetrie.... Augsburg 1720. 26. Vollständige Anweisung Innerer Außtheilung der Gebäude.... Augsburg 1720. 27. Vollständige Anweisung allerhand öffentliche Zucht und Liebes-Gebäude.... wohl anzugeben. Augsburg 1720. 28. Vollständige Anweisung Wasserkünste.... wohl anzugeben.... Augsburg 1720. 29. Vollständige Anweisung Grabmahle.... behörig anzugeben ... Augsburg 1720. 30. Vollständige Anweisung Schiffhäuser oder Arsenale.... gehörig anzugeben.... Augsburg 1721. 31. Der auserleßeneste und.... verneuerte Goldmann.... Augsburg 1721 (enthält die Traktate Nr. 14—30).

6) Tractatus de stylometris sive instrumentis quibus quinque ordines Architecturae Methodo.... designantur ... Gebrauch dehr Baustäbe.... Lugduni Batavorum apud Autorem 1662. 2°.

Civilbaukunst oder vielmehr „Entwerffung dehr Baukunst“ (vgl. Anm. 2) hat Sturm veröffentlicht. Bei ruhiger Prüfung dieser beiden Werke wird man zugeben müssen, daß neue oder überhaupt baukünstlerische Gedanken nicht vorgebracht werden. Darauf konnte es dem Mathematikprofessor auch gar nicht ankommen. Ihm lag daran, aus der Baukunst eine Wissenschaft zu machen und die Erfahrungen und Kenntnisse seines Spezialfaches dabei zugrunde zu legen. Wenn uns das Ergebnis heute etwas kümmerlich anmutet und wenn uns die dargebotenen Ausführungen z. T. recht platt und alles eher als wissenschaftlich erscheinen, so ist eine solche Einschätzung natürlich ungerecht und falsch. Nicht nach dem „wie herrlich weit wir es gebracht“, sondern nach dem Stande des Wissens der Zeit haben wir selbstverständlich zu urteilen. Und da kann es kein Zweifel sein, daß die Arbeiten Goldmanns durchaus auf der Höhe stehen und den vorausgegangenen Schriften gegenüber einen Fortschritt bedeuten. Es versteht sich leicht, daß bei der ganzen Bildungsanlage und dem Berufe Goldmanns die mathematisch-wissenschaftliche Behandlung der Säulenordnungen den Hauptraum einnehmen muß[7]). Seinen in dieser Hinsicht gegebenen Vorschlägen, Anweisungen und Lehrsätzen muß deshalb zunächst nachgegangen werden.

Neu ist das Beginnen, die Konstruktion der Säulenordnungen und damit der ganzen baulichen Anlagen auf errechenbare Grundformeln zurückzuführen, keineswegs. Wir haben gesehen, wie allgemein dieser Drang im 17. Jahrhundert gewesen ist.

Goldmanns großes Verdienst beruht aber dennoch gerade auf der exakten Ausbildung dieser Methode und auf der praktischen Art ihres Vorgehens. Wir haben die zahlreichen Bestrebungen nach der Auffindung eines brauchbaren Moduls bereits kennen gelernt. Goldmann gebührt das unbestreitbare Verdienst, eine Grundformel gefunden zu haben, die sich als sehr brauchbar erwies und deren leidenschaftlicher Verfechter deshalb auch Sturm geworden ist. Er nimmt einen Grundmodul von 360 Teilen, nach dem alle übrigen Maße, besonders natürlich die Säulenordnungen berechnet werden können. Es verschlägt dabei wenig, daß die Zurückführung dieses Moduls auf Grund des Tempels des Ezechiel gefunden wird, wenn sich mit den Verhältniszahlen an sich etwas anfangen ließ. Und das ist — wie vornehmlich die Schriften Sturms beweisen — durchaus der Fall. Der Modul ist dabei gleich der halben Säulendicke am gleichdicken Stamm. Goldmann gibt nun für alle Teile der 5 Ordnungen die Verhältniszahlen, ohne Begründung, aber sehr genau an. Ueber die Herkunft dieser Verhältniszahlen sagt er im tractatus de stylometris p. 12: „Die Verhältnüsse haben wir aus Wißkünstigem Grunde / aus ahnleitung dehr Heiligen von Gott erfundenen Baukunst / vnd aus dehr Römer vnd Grichen auserlesensten Verhältnüssen hervorgeholet.“ Ein einfaches Beispiel möge die Art der Angaben Goldmanns verdeutlichen. „Der Tuscanische Säulenfus“: Im Säulenfuße ist von nöthen daß man dehn Grundries / vnd dehn Aufries machen könne. Inn beyden ist die höhe des Säulenfußes 9/10 / wie auch die Außlauffung des gleichdicken Stammes / eben ein Modul / das ist 360 Theilichen. Die Ahnwachsung des Säulenfusses 11/12 ist ein dritteil Moduls / dat ist 120 Theilichen / das Vbrige wird durch hülffe dehr Baustäbe / vnd des Gitters / volendet“ (tractatus de styl. p. 22).... Durch die Teilung des Moduls in 360 Teile und die Anwendung auch auf sehr große Bauglieder ergeben sich z. T. gewaltige Zahlen. Andererseits war es dadurch natürlich auch möglich, sehr kleine Bauteile noch in Verhältniszahlen auszudrücken. Goldmann läßt sich durch etwaige Vorwürfe gegen diese pedantische Genauigkeit nicht abschrecken und erklärt mit erfrischender Offenheit: „Und wiewohl etliche dieses vor zue genaugesucht ausschreyen vnd neyden / so fraget man billich nach ihrem Vnverstande nichts / die disteln sein des Esels salath“ (tractatus de stylom. p. 20).

Prüfen wir dagegen die Ideen, die Goldmann als leitende für die Architekten bei der Lösung von Einzelaufgaben entwickelt, so können wir nicht umhin, sie als wenig fruchtbare zu bezeichnen. Ein Ueberblick über die von ihm gegebenen Anleitungen wird aber doch nötig sein, da man nach der Darstellung Semraus geneigt sein könnte, die Bedeutung Goldmanns und vor allem seinen Einfluß auf Sturm zu überschätzen. Es wird deshalb geboten erscheinen, Goldmanns Anweisungen 1. über Palastanlagen, 2. Kirchen, 3. Gärten, 4. öffentliche Gebäude, 5. Bürgerhäuser und Landsitze, 6. Ornamentik und Details zu kennzeichnen. Da Sturm diese Ausführungen an verschiedenen Stellen in seinen Werken wörtlich anführt, haben wir eine zuverlässige Quelle, aus der wir schöpfen können.

1. Palastanlagen.

Es dürfte nicht unangebracht erscheinen, ein Urteil Sturms über die Anweisungen Goldmanns in dieser Hinsicht vorauszuschicken. In der Vorrede zur „Ersten Ausübung der vortrefflichen und vollständigen Anweisung zu der Civil-Bau-Kunst Nicolai Goldmanns...“ beklagt sich Sturm über die Aufnahme des Werkes mit folgenden Worten: „Nebst verschiedenen über Goldmanns vollständige Anweisung erfolgeten guten und beyfälligen Judiciis habe auch eines erhalten / worinnen an dem schönen Werck nichts anders getadelt wird / als daß die darinnen vorgestellte Exempel / sonderlich in dem vierdten Buch / meistentheils altväterische Erfindungen seyn / die der itzo gewöhnlichen Bau-Art gantz nicht gemäß...“ Er sucht diesen Einwand durch Aufzählung der — unbestrittenen — Verdienste Goldmanns zu entkräften, gibt aber schließlich selbst zu, daß etwas Wahres daran ist, indem er sagt: „.... Und dienet deswegen nochmahls insgemein zu wissen / daß der Zweck der vollständigen Anweisung nur alleine dahin gehet / die Scholaren bloß zu der Architectur anzuweisen...“ Er erläutert dann an einem Vergleiche mit dem Studium der Kompositionslehre, „daß man den Scholaren in der Baukunst zuforderst nur gantz simple und reguliere Inventiones vorgeben.... müße“.

Es ist klar, daß damit gesagt sein soll, das Buch habe sein Verdienst in der Unterweisung der Grundlagen und daß damit allein den in der Praxis stehenden Architekten nicht gedient sein konnte.

Ein Blick auf die Ausführungen Goldmanns überzeugt vollends hiervon. Goldmann schildert einen Plan, wie er ungefähr im Schloß zu Aschaffenburg verwirklicht worden war. Er hat eine quadratische mit Wall und Bollwerk umgebene Anlage im Auge. Im Inneren sollen Lauben die Stockwerke beleben. Im Süden soll ein Vorhaus liegen, darüber ein Hauptsaal, beiderseits im Erdgeschoß die Kanzleien. Im Osten und Westen sollen je ein ägyptischer Hauptsaal und je ein Schwatzsaal den Raum einnehmen. Im Norden wird ein Erdgeschoß das „Richthaus“, darüber ein „cyzizenischer oder asiatischer Hauptsaal“ vorgesehen. In den Ecken des Erdgeschosses und hinter dem Richthause sollen Speise- und Schlafräume liegen.

Man sieht, daß man es mit einem ganz veralteten Plan zu tun hat und daß der Einwurf des „Unzufriedenen“, den Sturm in der Vorrede zu seiner Anweisung erwähnt,

[7]) Sturm drückt das Verdienst Goldmanns deutlich aus; „Also ist es gewiß / daß GOTT unserm Goldmann eine besondere Gabe verliehen hat / die Wissenschaft von den Säulenordnungen in der Civil-Bau-Kunst auf einen solchen Grund zu führen / dadurch die gantze Wissenschafft der Baukunst zu einer größeren Vollkommenheit und Leichtigkeit kan gebracht werden. (Vollständige Anweisung Großer Herren Palläste.... anzugeben, Augspurg 1718 p. 4.)

gar nicht unrecht hat. Ueberdies sind die Ausführungen Goldmanns von einer kaum zu überbietenden Kürze, so daß daraus wirklich nicht viel zu gewinnen war. Sturm hat sich wohlweislich auch gar nicht die Mühe gemacht, einen Plan darnach zu zeichnen. In der Praxis kaum besser verwertbar sind die Ausführungen, die Goldmann zu einem kleineren Palaste „dem kleinen Herren-Hoff“ in 21 Zeilen gibt. Wieder handelt es sich um einen quadratischen, um einen gleichförmigen Hof geführten Gebäudetrakt. Die 4 Ecken nehmen gleichgroße Säle ein, an den West- und Ostseiten befinden sich je zwei, zwischen Lauben gelagerte Gemächer. Die Südseite beansprucht die Kirche, mit einem Portal in der Mittelachse, während zwei weitere zu den Ecksälen führen. An der Nordseite liegen Treppe, Schlafgemach, Frauen- und Herrenzimmer. Das Obergeschoß beschreibt Goldmann überhaupt nicht. Aber die untere Einteilung genügt schon. Wir haben die alten, um 1700 vollständig überholten Einteilungen, die auf dem französischen Schloßbau fußen, vor uns.

2. Die Kirchen.

Wirkliche Belehrung und Anleitungen, die den zeitgemäßen Anforderungen entsprochen hätten, waren aus Goldmanns Darlegungen hinsichtlich der Kirchen nicht zu schöpfen. Er beschränkt sich auf die Schilderung von zwei Arten: den „Wandkirchen“ und den „Creutz-Kirchen“. Die Wandkirche besteht aus einem Schiff, der Vorhalle und dem Chore. Merkwürdig berührt der Hinweis Goldmanns auf die Basiliken, die im wesentlichen auch mit seinen Vorschlägen übereinstimmen. Das Wertvolle seiner Angaben beruht auf Vorschlägen hinsichtlich der Maße. Einfachen Ansprüchen war mit seinen Darlegungen schließlich noch gedient. Zur Zeit des Erscheinens des Werkes standen in Deutschland aber schon ganz andere Verwirklichungen der Barockideen unter Dach und Fach.

Läßt sich seinen Vorschlägen für die Wandkirchen ein gewisses Verdienst nicht absprechen, so kann man die für die „Creutzkirche“ kaum verstehen. Sie sind so gesucht und unpraktisch wie nur denkbar.

3. Gärten.

„Was oben von den Lust-Garten ist angeführet worden / ist auch nicht vollständig genug / so weit solche Materia zu der Architectur gehöret.“ Mit diesen Worten kennzeichnet Sturm die sehr kurzen Erläuterungen Goldmanns hinsichtlich der Gartenanlagen. Goldmann gibt im Grunde auch nicht mehr als eine flüchtige Beschreibung eines Barockgartens. Was ihm dabei vorschwebt, deutet er selbst mit seinem Hinweis auf die Garten großer Herrn in Frankreich und Italien und auf den „Heidelbergischen Garten“ an.

4. Oeffentliche Gebäude.

Bei diesen Anlagen erscheint Goldmann am altertümlichsten. Wir finden z. B. für eine Rathausanlage den kreuzförmigen Gebäudegrundriß innerhalb eines quadratischen Hofes, wie ihn schon Furttenbach verschiedentlich vorgeschlagen und dargestellt hatte. Bei den Börsenanlagen fußt er ganz auf italienischen Vorbildern und hält sich eng an eine Beschreibung Palladios von der Börse zu Vicenza. Auch die Vorschläge für Schulanlagen bieten kaum Neues.

5. Bürgerhäuser und Landsitze.

Goldmann unterscheidet zwischen freistehenden Bürgerhäusern (insulae) und bürgerlichen Wohnhäusern. Wie meistens bei ihm beginnt die Anweisung für die Grundriß legung mit dem Schacht. Durch Teilung und die vier Eckpunkte werden die Maße für den übrigen Grundrißgefunden. In der Mitte liegt demnach eine Wendeltreppe mit einfallendem Licht; davor nach Süden das Vorhaus, nach Norden das gemeinschaftliche Schlafgemach, an den Seiten links drei Frauen-, rechts drei Männer-Zimmer. Dabei sollen alle Räume gleich groß sein. Goldmanns übrige Angaben beschränken sich auf Mitteilungen der Maße. Man kann sich nicht wundern, daß diese Angaben „die Baubeflißenen“ wenig anzogen. Sturm selbst tadelt vor allem auch und mit Recht die unpraktische Gleichheit der Zimmer hinsichtlich ihrer Größe, die ungebräuchliche und veraltete Verwendung der Wendeltreppen und die geringe Sorgfalt, die Goldmann auf die Lichtzufuhr in den Zimmern legt.

Um zu zeigen, wie wenig Goldmann tatsächlich bietet, will ich seine Angaben über das Landhaus wörtlich hierher setzen: „Auf dem Lande werden zweyerley Gebäude erfordert / die Wohnung und Vorwerck. Belangende die Wohnung / so soll dieselbe vor große Herren und vor die von Adel nach Art der Höfe angegeben werden / vor die Bürgers-Leute wäre die folgende genugsam: Beschreibet erstlich einen Schacht / dessen Seite sechs Weiten halte / die West- und Ost-Seite theilet gleich / und ziehet eine Linie von einem Punct zu dem andern / so wird gegen Mitternacht oder Norden die rechte Wohnung abgeschnitten / aber gegen Süden wird der Hof mit den herum liegenden Stücken angegeben. Das Hauß an sich selbst soll in dem Mittel der Süd-Seite unten ein vierseulig Vorhauß / oben der gleichen Saal haben / dessen Seiten nur zwey Weiten halten / daran sollen beyderseits gegen dem Hofe Wendelstiegen / da jede einen Schacht einer Weite einnimmt / gelegen seyn. Hinter diesen Wendelstiegen sollen auf beyden Seiten doppelschachtige Kammern liegen / da jede ein Fenster hat an ihrer schmalen Seite / die eine zwar gegen Westen / und die andere gegen Osten / und geht man in beyde aus dem Vorhauße oder Saale. Aus dieser doppelschachtigen Kammer gehet man forne in zwey schachtförmige Kammern / deren die eine im Ecke / die andere gegen Süden lieget; an den Kammern im Ecke liegen wieder dergleichen schachtförmige / die gegen Norden ihre Fenster wenden / und darzwischen ist ein doppelschachtig Schlaf-Gemach / welches gegen Norden drey Fenster hat. Der Hof ist auch ein Doppelschacht / zwey Weiten breit und vier lang. An den schmalen Seiten kan man doppelschachtige Schwatzsääle machen. Gegen Süden ist mitten das Thor-Gebäude und beyderseits Kämmerlein. Es könten auch um den Hof auf den drey Seiten Bogenlauben herum geführet werden auf Frantzösische Art / welche den gröſsesten Bau hinten gegen den Garten begehren / und forne einen Hof mit niedrigen Lauben / da man aus den Ober-Zimmern überhin sehen mag.“ Das ist alles!

6. Ornamentik und Details.

Da außer den wenigen Tafeln der Wolfenbütteler Hs. keine Zeichnungen von Goldmann selbst erhalten sind, ist es schwer, über dieses Gebiet mit Bestimmtheit etwas aussagen zu können. In den Schriften, soweit sie durch Sturm überliefert sind, und in der: de stylometris spielen die Säulenordnungen als die Anwendungen der Forderung der „Zierlichkeit“ die Hauptrolle. Wo Goldmann sonst auf Ornamente, Verwendung von Malerei und Plastik usw. eingeht, will er mehr ein Führer zum guten Geschmack sein, als eigene Vorschläge bieten. Er stellt sogar Regeln auf, nach denen bei der Verwendung der „Beyzierden“ verfahren werden soll; allein diese Anschauungen sind keine neuen und sie boten dem Suchenden wenig. Unmittelbare Anschauung, die in der Praxis allein not tat, wird nirgends vermittelt. Aehnlich darf man über die Einzelheiten, auf die er bei den Säulenordnungen näher eingeht, urteilen. Es wird immer in erster Linie gezeigt, wie man Verstöße gegen die „Heischungen“ vermeiden, weniger wie man schaffend vorgehen kann.

3. Sturms theoretisch-ästhetische Gesamtanschauungen.

Man tut also Sturm durchaus Unrecht und wird seinen Leistungen keineswegs gerecht, wenn man im Hinblick auf seine Werke immer wieder auf seine Gefolgschaft und Abhängigkeit von Nikolaus Goldmann hinweisen zu müssen glaubt.

In ästhetischer, vor allem in baukünstlerischer Hinsicht hat Goldmann — wie wir sahen — nichts oder nur sehr Weniges, auch sonst schon Ausgesprochenes geboten. Für die tatsächliche Ausgestaltung der Ideen und Anregungen Sturms ist Goldmann aus diesem Grunde nicht namhaft zu machen. Um so mehr allerdings für die Grundauffassung vom Wesen der Baukunst und für das Prinzip und die Methode ihrer Realisierung. Man hat Sturm als den Vertreter des norddeutschen Klassizismus, als den Geistesverwandten der klassizistisch denkenden und schaffenden Architekten Frankreichs und als den nüchternen Schulmeister einer Sache, die doch „Kunst" sein soll, abtun wollen. Keine dieser auf die Erkenntnis des Wesens Sturms gerichteten Bezeichnungen trifft den Kern. Sturms eigentümliche Auffassung der Baukunst als einer Wissenschaft und zwar als einer der mathematischen zuzuzählenden ist ihm von Goldmann vermittelt worden. Schon in seiner Erstlingsschrift (De optima tum aedificandi. . . .) legt er das Bekenntnis: nihil magis oculum delectat, quam scitae proportiones (Cap. I, XI) ab. Es kommt aber eine Reihe von Umständen hinzu, die die scharfe Ausprägung dieser Grundauffassung begünstigte, ja verlangte. Zunächst ist da natürlich auf die Tatsache, daß Sturm selbst von Hause aus Mathematiker war, hinzuweisen. Hinzu kommt seine ausgesprochene, z. T. doch wohl auch berechtigte, Abneigung gegen die „Empirici", die ihn die Forderung der soliden wissenschaftlichen Grundlage um so mehr betonen lassen mußte, als ihn die Erfahrung über die Häufigkeit eines handwerksmäßigen, mehr auf gut Glück rechnenden, als auf bewußte Ueberlegung gründenden Bauhandwerks gründlich belehrt hatte. Als der wichtigste, förderndste Umstand erscheint mir aber das Verlangen der Zeit selbst. Wenn Sturm auch kein Genie ist, so gilt für ihn doch auch die Wahrheit des Satzes: „Wer den Besten seiner Zeit genug getan, der hat gelebt für alle Zeiten."

Die Größe der Barockarchitektur, der ausgeführten, aus dem Anfang des 18. Jahrhunderts beruht unbedingt auf der Lösung großzügiger Grundrißprobleme und auf den gewaltigen neuen Raumschöpfungen. Verschwommene künstlerische Ideen, ja selbst hohe künstlerische Anlagen hätten zur Erfüllung dieser neuen baukünstlerischen Aufgaben nicht ausgereicht. Wir müssen uns vorstellen, daß die Probleme an sich — riesige Schloß-, Kirchen- usw. Anlagen — ungefähr ebenso unerhört waren wie jetzt überwältigende Eisenkonstruktionen (Brücken usw.), um die Aehnlichkeit der Berechtigung mathematisch-technischer Kenntnisse hier wie dort anzuerkennen. Es ist Unsinn, in einseitiger Weise die künstlerische oder die technische Fähigkeit im Genius des großen Architekten zu betonen[8]). Beide Eigenschaften müssen in notwendiger Verbindung vorhanden sein. Es kommt aber noch ein Umstand hinzu, der gerade in der Barockkunst die Pflege der mathematischen Fähigkeiten — oder wenigstens des mathematischen Gefühls — als notwendig erscheinen ließ. Keine Architektur wie diese hat mit größter Sorgfalt auf Pflege der Symmetrie und der Harmonie aller Teile ihrer Anlagen Gewicht gelegt.

Zweifellos oft unbewußt und weniger selbstschöpferisch als kommenden Geistern den Weg bereitend hat Sturm durch die pedantische und nie nachlassende Forderung der mathematisch-technischen Kenntnisse für die Entwicklung und das Werden der Barockarchitektur Entscheidendes geleistet.

Es ist lediglich Gebundenheit in die Anschauungen seiner Zeit — aus der auch Größere wie Sturm nicht gut heraus können —, daß er die Verwirklichung dieser mathematischen Grundbildung in erster Linie bei den Säulenordnungen sucht. Wie weit seine Meinung von der Wichtigkeit dieses Teiles der Baukunst geht, beweist aufs deutlichste der Ehrgeiz, den er darin gesetzt hat, eine neue sechste „die teutsche Ordnung" zu erfinden. Das sind eben zeitlich bedingte Befangenheiten, über die man hinwegsehen muß und die uns ebensowenig Anlaß zum Spott bieten dürfen wie Goethes Ueberschätzung der Antike etwa.

Gegenüber dieser Grundforderung der mathematisch-wissenschaftlichen Fundierung der Baukunst bedeuten die üblichen internationalen „Heischungen", die sich in immer wiederkehrender Abfolge auf die Stärke, die Bequemlichkeit und die Zierlichkeit erstrecken, sehr wenig.

Sturm bleibt aber bei diesen allgemeinen Forderungen nicht stehen. Der Wert seiner Schriften beruht sogar recht eigentlich auf den sorgfältigen Behandlungen der Einzelaufgaben. Und gerade hier macht sich die Selbständigkeit und der Fortschritt Goldmann gegenüber sehr klar deutlich. Ja man muß der Pietät, mit der der Schüler in seinen Werken die um 1700 längst überholten und gar nicht mehr benutzbaren Ideen seines Lehrers Goldmann abdrucken läßt, volle Achtung zollen. Wie weit er sich aber von den Ansichten Goldmanns entfernt, wieviel Neues er bietet und wie selbständig er vorgeht, das beweisen seine „Erläuterungen" zu den Schriften des Lehrers und seine eigenen Arbeiten ganz unzweifelhaft. Semrau[9]) überschätzt das Verdienst Goldmanns sehr, wenn er meint, daß Sturm kaum mehr als eine Herausgebertätigkeit zukomme. Man muß nur etwa die Vorschläge und Ideen Goldmanns für die Palastanlagen mit denen Sturms vergleichen, um den ganzen Unterschied und den bedeutenden Fortschritt zu ermessen. Goldmanns Leistung und sein Verdienst bleiben unbestritten, aber schon die gerade in dieser Zeit sehr rasch fortschreitende Entwicklung schließt es gänzlich aus, daß man um 1700 noch „Leitfäden für den werdenden Architekten" — um die es sich doch im Grunde handelte — im Geiste der Ideen der Zeit um 1650 herausgeben konnte.

Es ist deshalb, und da ich eine Kennzeichnung der Ansichten Goldmanns vorausgeschickt habe, unnötig, daß im folgenden bei jeder einzelnen Themenbehandlung noch einmal auf die überdies für die tatsächlichen Lösungen Sturms belanglosen Ideen des Lehrers eingegangen wird.

Schlösser und Palastanlagen.

Auf keinem anderen Gebiete wird Sturms große architektonische Begabung so deutlich wie auf dem des Palastbaus. Nirgendwo sonst zeigt sich auch seine Ueberlegenheit über seinen Lehrer Goldmann so klar wie hier. Selbst des älteren Furttenbach Anlagen erscheinen fortschrittlicher als die Goldmanns. Wenn Sturm auch seine persönlichen Gründe gehabt haben mag, warum er sein Vorbild immer wieder genannt und in den Himmel gehoben hat, so erachte ich dieses Voranstellen seines Lehrers doch geradezu als einen schönen und pietätvollen Zug, der unbedingt der Erwähnung verdient, weil Sturms schwache Charakterseiten, die er entschieden gehabt hat, den sympathischen gegenüber immer wieder ungebührlich und einseitig ans Licht gezogen werden.

Goldmann bietet einen viereckigen Gebäudetrakt mit riesigen, unbequemen Zimmern und sehr unpraktischer

8) Vgl. die ausgezeichnete Arbeit von Fr. Hirsch: Das sogenannte Skizzenbuch Balthasar Neumanns. Zeitschrift für Geschichte der Architektur, Beiheft 8, Heidelberg 1912.

9) Vgl. Semrau: a. a. O.

Raumverteilung. Der Aufriß ist so nüchtern wie möglich und zeugt von keinerlei eigenen baukünstlerischen Gedanken.

Sturms Verdienste, seine Hinweise auf die andersgearteten deutschen Verhältnisse und daraus entspringend seine dem Klima angepaßten Forderungen, seine Einfälle hinsichtlich der ganzen Anordnung, kurz seine Bedeutung für die Entwicklung der Schloßanlagen des 18. Jahrhunderts hat Schmerber[10]) zur Genüge betont und sie brauchen deshalb nicht wiederholt zu werden. Einige Gesichtspunkte, die in Schmerbers Darstellung mehr zurücktreten, wollen aber doch hervorgehoben sein.

In architekturtheoretischer Hinsicht liegt die Stärke von Sturms Werken, die den Schloßbau behandeln, zweifellos in der zuverlässigen Durchzeichnung großangelegter Pläne, im Reichtum seiner Fassadenentwürfe und in den schlichten, aber ausführlichen Darlegungen seiner Texte.

Sturm ist mit Plänen für eine großzügige, den neuzeitlichen Anforderungen gemäße Palastanlage zuerst in seinem Prodromus 1714 hervorgetreten. 1711 war ihm P. Decker mit seinem „Fürstlichen Baumeister" zuvorgekommen. Er fühlte es natürlich auch sehr wohl, daß ihm in diesem Architekten ein gefährlicher Konkurrent erwachsen war und es ist nicht ganz ehrlich, wenn er über das Buch von Decker sagt: „Die Absicht dieses habilen Mannes gehet sonder Zweiffel bey diesem Werck allein dahin / daß Er an einem Gebäude zeige / wie man die Bauzierden / Sculptur und Mahlerey auffs höchste treiben / wohl anbringen / und nach dem neuesten Gusto und auserlesener Delicatesse ausarbeiten könne." In Wirklichkeit bietet „der Fürstl. Baumeister" weit mehr und es sind keineswegs die „aufs höchste getriebenen nach neuestem Gusto und mit auserlesener Delicatesse ausgearbeiteten Bauzierden", die den Wert dieses Buches ausmachen. Auch die von einer geradezu übersprudelnden Phantasie zeugenden Grund- und Aufrisse haben ihre große Bedeutung und auch sichtlichen Einfluß gehabt.

Sturm lehnt sich zwar nun nicht in seinen Entwürfen an den Rivalen an, er fühlt aber deutlich, daß ihm mit dessen Rissen ein Wesentliches vorweggenommen war. Es klingt deshalb ein wenig verärgert und auch nicht ganz offen, wenn er behauptet: „Hingegen habe ich in meinem Dessein nur auf diejenige Bau-Zierden allein reflectiret / welche von außen / massiv von Stein gearbeitet / in möglichster Menage der Zeit und Unkosten angebracht werden / auch diese nur obenhin in den Rißen angedeutet / maßen mein Haupt-Vorhaben ist zu zeigen / wie man nach den Goldmannischen Principiis ein Fürstl. Gebäude anlegen / starck und bequem in behöriger Symmetrie und Eurythmie erbauen könne."

Der Text beschränkt sich im übrigen auf kurze Erläuterungen einzelner Teile der Risse. Hervorgehoben zu werden verdient allein die Beschreibung des in der Literatur öfters erwähnten Fahrstuhles.

Die Grundrißdisposition übernimmt — im Gegensatz zu Goldmann — die dreiflügelige, hufeisenförmige Anlage. Das persönliche Verdienst Sturms beruht auf der wohlüberlegten Verteilung der Einzelräume. Im Mittelflügel folgen auf die breiten doppelten Treppen und die Grotten (sala terrena) im Erdgeschoß der große Speisesaal und die Bibliothek in den oberen Geschossen. An den Speisesaal schließen sich im I. Geschoß links die Wohnräume des Fürsten, weiterhin im linken Flügel die der Fürstin an. In diesem Geschoß befindet sich auch die Schloßkapelle, und zwar im Ende des rechten Flügels (Abb. 2).

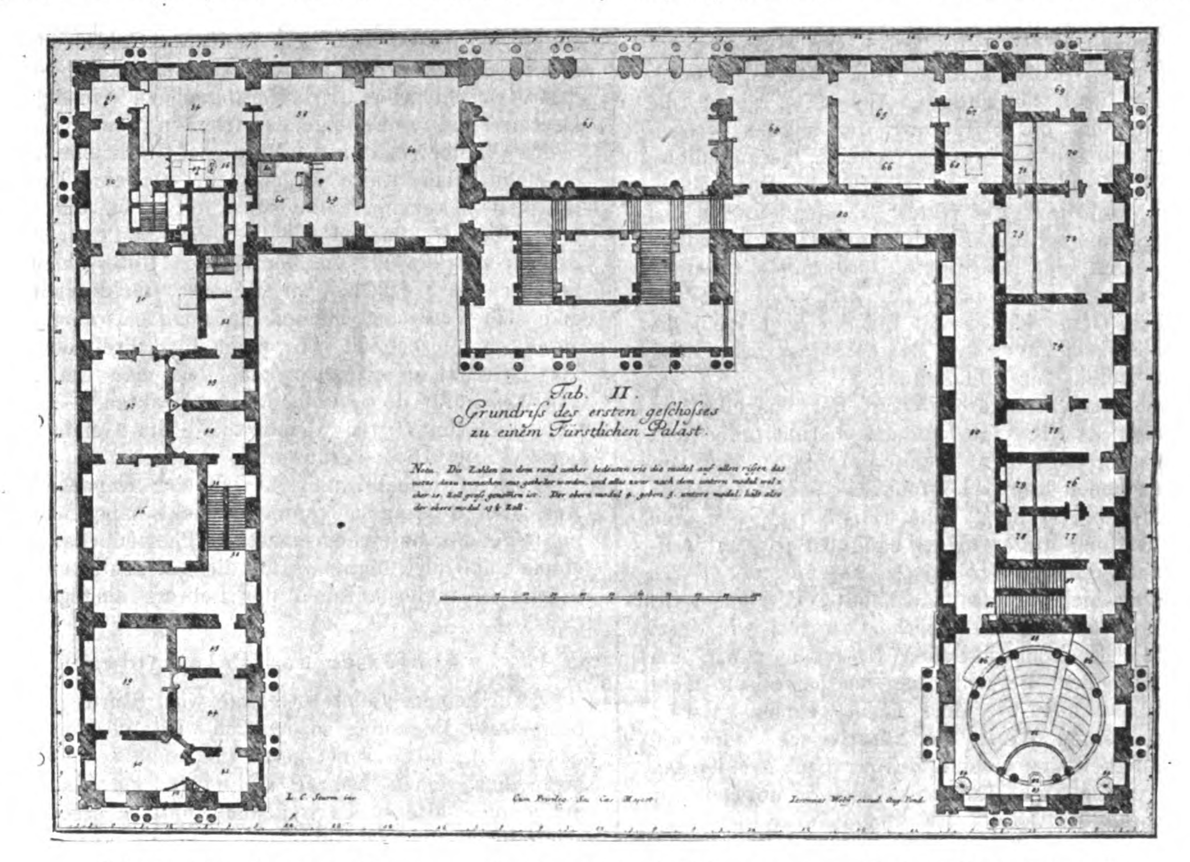


Abb. 2. *Tab. II aus Prodromus.... Augsburg 1714. (Zeichnung Sturms, Kupferstecher unbekannt)*

Der Aufbau der Fassade (Abb. 3 und 4) wird durch die Betonung der Risalite bestimmt. Dabei ist der Mitteltrakt natürlich besonders ausgezeichnet. Auf einem durch Streifenquaderung belebten Erdgeschoß erheben sich zwei Hauptgeschosse, die durch einen mächtigen Dreiecksgiebel abgeschlossen werden. Rhythmisch verteilte Säulen gliedern die fünfachsige Front des Mittelrisalits. Die über dem Hauptportal erscheinenden Fenster sind durch zwei Säulenpaare seitlich gerahmt. Diese doppelten Säulenstellungen wiederholen sich an

10) Vgl. Schmerber: a. a. O. p. 38 ff.

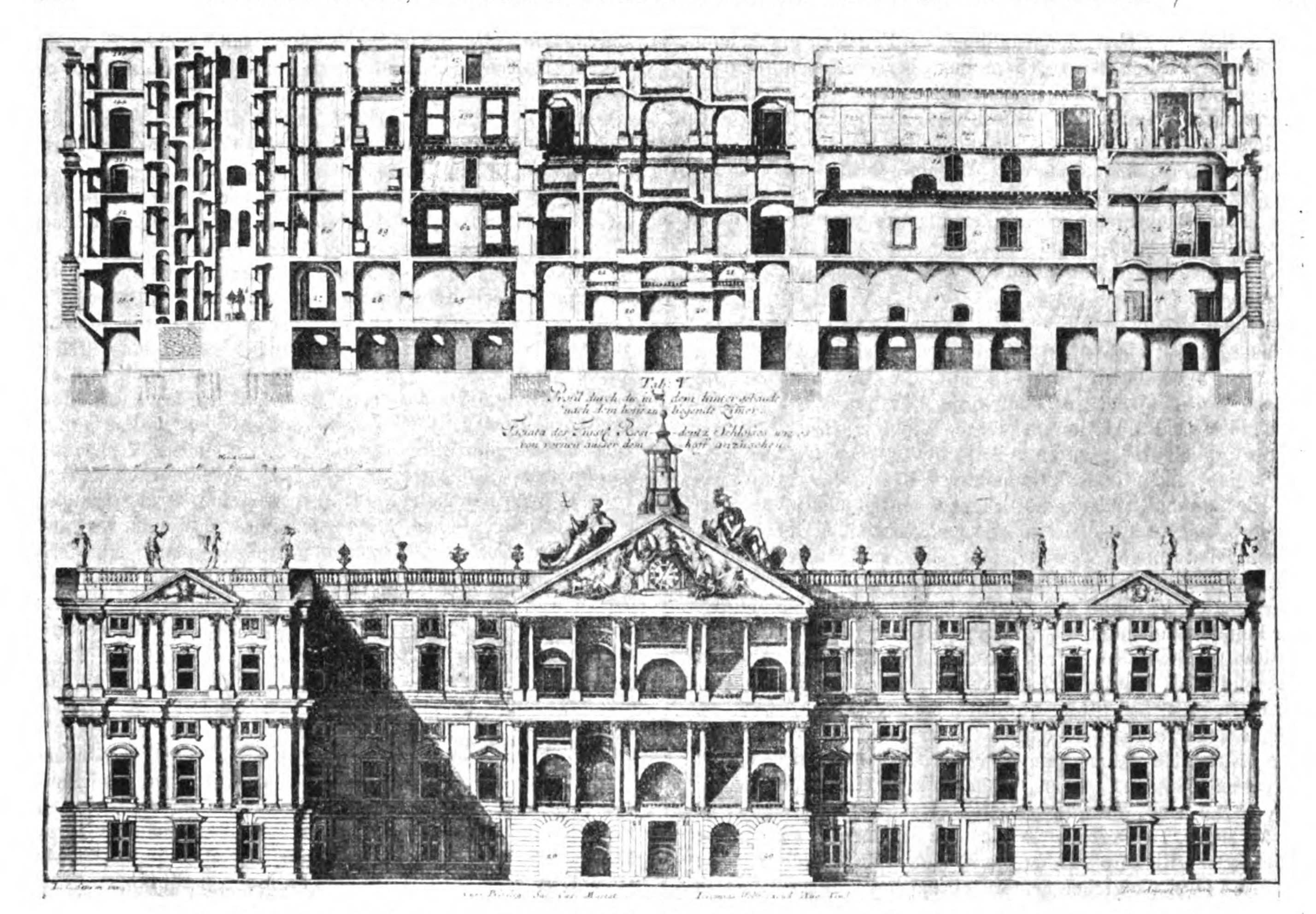


Abb. 3 *Tab. V aus Prodromus.... Augsburg 1714. (Kupferstich von J. A. Corvinus nach Zeichnung Sturms.)*

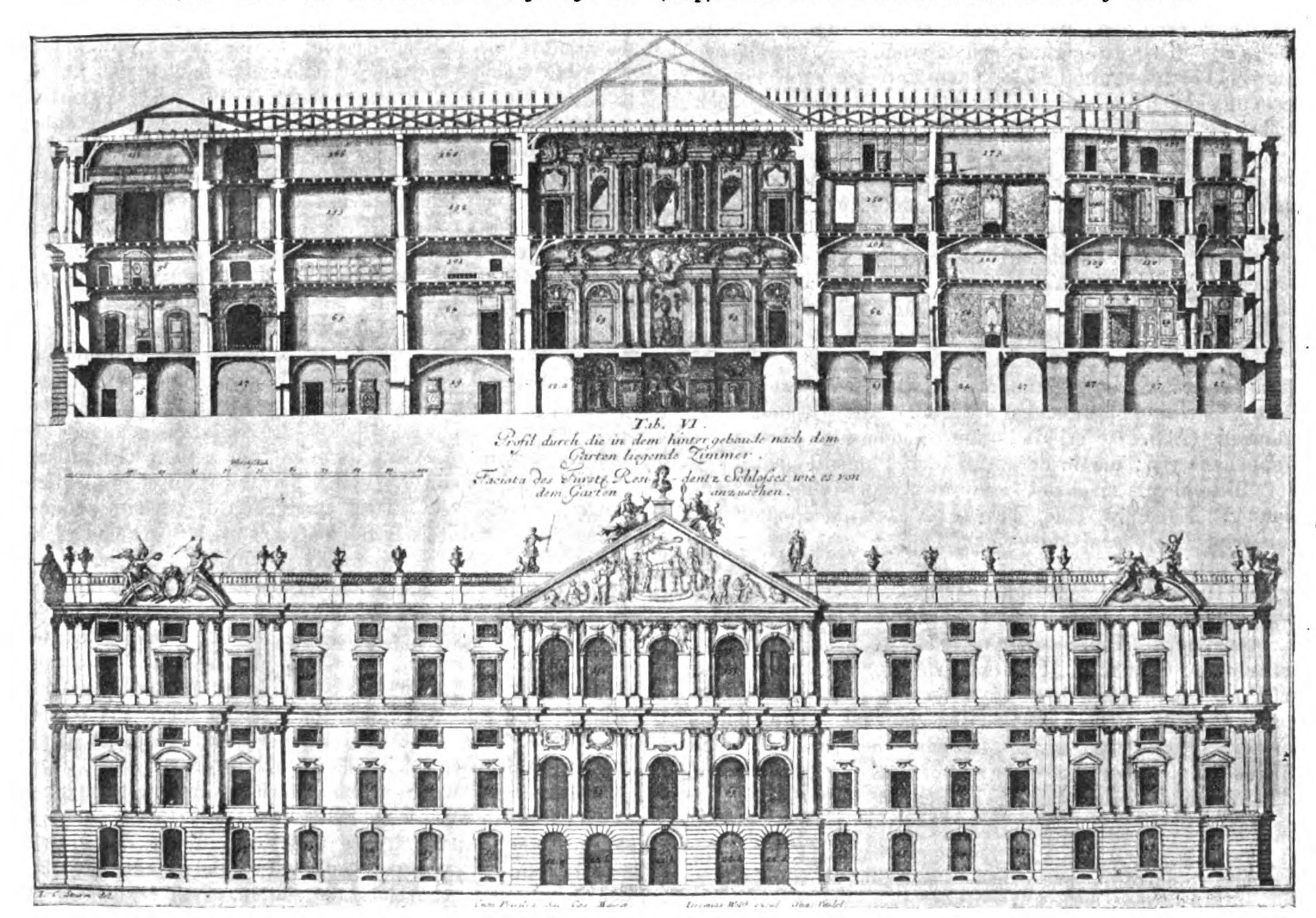


Abb. 4. *Tab. VI aus Prodromus.... Augsburg 1714. (Kupferstich von J. A. Corvinus nach Zeichnung Sturms.)*

den Ecken. Ueber den rundbogigen Fenstern erscheinen im Hauptgeschoß Kartuschen, im oberen Fruchtgehänge und Embleme. Die Seitenrisalite von drei Achsen Breite weisen neben den Mittelfenstern gleichfalls Doppelsäulenstellungen auf, während die Ecken hier mit Doppelpfeilern abschließen. Als oberer Abschluß dient ein Segmentbogengiebel, der aber nur die Mitte umfaßt. Die Fenstergewandungen enden in Dreieck und Rundbogengiebeln und sind reicher gestaltet. Die der Zwischengeschosse haben bild- oder kartuschenartige Umrahmungen.

Sehr reich ist der obere Abschluß. Den Dreiecksgiebel des Mittelrisalits füllt ein figurenreiches Relief, auf den Schrägen lagern Figuren und die Spitze krönt die Büste eines lorbeergeschmückten Fürsten. Die Giebel der Seitenrisalite füllen gekrönte Wappen, ihre Schrägen zieren gleichfalls Figuren. Zwischen diesen Giebeln verläuft eine reiche und abwechslungsvoll gestaltete Balustergalerie, die mit Vasen und Figuren geschmückt ist. Besonders hervorgehoben zu werden verdienen ferner die feinen Abstufungen zwischen der Hof- und Gartenfassade. Die reichere Verwendung der Plastik, die stärkere Betonung der Vertikallinien und die strengere Behandlung der Fensterumrahmungen verleihen der Hoffassade einen gewollten, majestätischen und feierlicheren Eindruck (Abb. 3), während die Aenderungen auf der Gartenseite das Anmutigere und Leichtere bewußt betonen wollen (Abb. 4). Bei beiden Fronten wird man bei einer gerechten Würdigung der Entwürfe aber unmöglich von einer „Linealöde“ sprechen können. Man braucht kein laudator Sturmi ingenii zu sein, um dennoch unbestreitbare Vorzüge und Reize dieser Anlagen erkennen zu können. Gewiß die mächtigen Risalite atmen eine gewisse Strenge, die scharfen Dreiecksgiebel des Mittelrisalits zeugen von einem etwas nüchternen Geist und die Ornamentik hält sich in gewissen Grenzen. Aber man vergesse nicht, worin eigentlich das Wesen der Barockarchitektur besteht — worin anders als in Großzügigkeit und Klarheit? —, in welcher Zeit — 1712 — wir uns befinden und wie spielend abwechslungsreich die Formen bei näherer Betrachtung doch erscheinen.

Aehnliche Vorzüge lassen sich hinsichtlich der Pläne für das Schloß in Neustadt a. d. Elbe geltend machen, die uns bei einer Untersuchung der architekturtheoretischen Ideen Sturms allein beschäftigen können, während eine Würdigung der tatsächlich ausgeführten Bauten nicht hierher gehört [10a]). Wenn Sturm auch bei diesen Entwürfen durch bereits vorhandene Bauten und große Rücksichtnahme auf die entstehenden Kosten gebunden war, so bietet er dennoch Pläne, die vom eigenen, verwertbaren Gedanken zeugen und die auch als anregende Vorbilder sehr wohl brauchbar waren. Der dreiflügelige Grundriß (Abb. 5) erhält seine Gliederung durch die Treppenanlagen; die in der Mitte der Flügel liegen. Vor dem Mittelflügel erscheint außerdem noch eine Säulenstellung. Es folgt eine doppelte Treppenanlage, ein grottierter Gartensaal mit einer Fontäne und ein „grand Perron“ nach dem Garten zu. Die Räume sind in dem kleinen Hause geschickt untergebracht, sind symmetrisch angeordnet und wahren die Forderung der Enfilade.

Der Aufriß (Abb. 6) zeigt gequaderte Wände, hübsche Kellerluken, einfache Fenstergewandungen und einen recht reizvollen Dachabschluß mit einer Ballustrade; die durch niedrige Pfeiler mit Kriegsemblemen und durch Fenster unterbrochen wird. Die an die Kellerluken anklingenden Rundfenster der Seitenflügel haben Volutenrahmung und Vasen als bekrönenden Abschluß. Die Dachfenster des Mittelflügels sind mit flachen Segmentbögen abgeschlossen und durch einfachere Gewandung gerahmt.

Der Mittelflügel erhält durch die Freitreppe, den Perron und die Säulenstellung mit Giebel und Figuren eine etwas zu starke Betonung. Aber auch hier war aus Einzelheiten etwas zu lernen. Besonders das Portal und die Säulenstellung mit dem Gebälk und dem Giebel seien als ansprechende Lösungen hervorgehoben.

„Von unsers Goldmanns Figuren habe zwar keine weitere Ausarbeitung gemacht / als so weit es nöthig gewesen / seinen Text zu erklären. Denn um die bequeme Einrichtung und Eintheilung aller zu einer Fürstlichen Wohnung gehörigen Zimmer hat er sich so gar nicht bekümmert / daß man sie auch bey der Eintheilung der vornehmsten Stücke / die er angedeutet hat / nicht geschicklich einrücken kan / ....“ Dieses Versäumnis Goldmanns will Sturm in dem 1718 erschienenen Traktat vornehmlich nachholen. Die allgemeine Grundrißanlage ist dieselbe geblieben, wie er sie im Prodromus verwandt hat. Der Fortschritt beruht auf einer noch schärferen Herausarbeitung aller Einzelheiten, die er bei den Plänen für den „Königlichen Palast“ bis zum Aeußersten steigert. Dementsprechend ist auch der Text ausführlicher gehalten als im Prodromus.

Sturm war bei den bekannten Schwierigkeiten, die sich bei der Anlage des Berliner Münzturmes ergeben hatten, mit zu Rate gezogen worden. Wie er selbst in der Vorrede zum Prodromus berichtet, hat er Abstand davon genommen, eigene Pläne vorzulegen; wenigstens nicht zu dem Zwecke, die Bauleitung übertragen zu bekommen. Er hatte aber Pläne für drei verschiedene Türme angefertigt und sie „vor ein hohe Person, so die höchste Direktion über diese Gebäude hatte...“ gebracht. Diese Risse veröffentlicht er nun auch im Prodromus und wir haben sie einer Würdigung zu unterziehen.

Es waren folgende Bedingungen gestellt: 1. sollte der Turm 300 Fuß hoch sein; 2. bis in die Spitze klar von Stein gebaut und mit freistehenden Säulen und durchsichtigen Arkaden an der oberen Hälfte reich ausgeziert werden; 3. sollte ein Wasserkanal entweder dicht dabei oder darunter weggehen, um ein Mühlrad und dadurch eine große Wasserkunst und die Münze zu treiben. Sturm beschäftigt sich zunächst mit der Frage, ob der Untergrund Schuld an dem Mißgeschick des Berliner Turmes gewesen sein könne, verneint sie und gibt Anweisungen für die Anlage des Fundamentes. Er lehnt den Vorschlag, einen Pfahlrost zu wählen ab und setzt die Konstruktion eines eichenen Rostes auseinander. Ferner sieht er ein Vorbeugungsmittel in der gleichmäßigen Aufmauerung an allen Seiten und dem genauen Aufbau von Mauer auf Mauer, die sich nach oben natürlich verjüngen muß. Der weitere Text besteht im wesentlichen in Erklärungen der sehr bedeutenden Risse. Er gibt nicht nur genaue Grundrisse, sondern auch bis in die Spitze sorgfältig durchgezeichnete Aufrisse und sehr klare Querschnitte. Kaum andere Pläne lassen Sturms Fähigkeiten so klar erkennen wie gerade diese. Es ist einerseits die durch seine mathematische Veranlagung gegebene klare Ueberlegung und andererseits ein gar nicht zu leugnendes großes raumschöpferisches Vermögen, die sich hier zu ausgeglichenen Leistungen verbinden. Wie gut eine solche Vereinigung möglich ist und wie stark die künstlerische Begabung Sturms gewesen sein muß, das zeigen diese Pläne aufs allerdeutlichste. Der Architekt, der wirklich raumschöpferische, kann eben nicht allein und in erster Linie „Nurkünstler“ sein, wenn er zu wahrhaft großen Leistungen gelangen soll. Wenn einer dieser Pläne Sturms zur Ausführung gekommen wäre — und sie sind alle drei durchaus ausführbar —, so würde man ihn unbedenklich zu den größten Barockarchitekten zählen. Daß es nicht dazu

[10a]) Vgl. W. H. Dammann: Die St. Michaeliskirche zu Hamburg. (Studien über christliche Denkmäler H. 7/8.) Leipzig 1909, p. 116ff. (dort auch weitere Literatur).

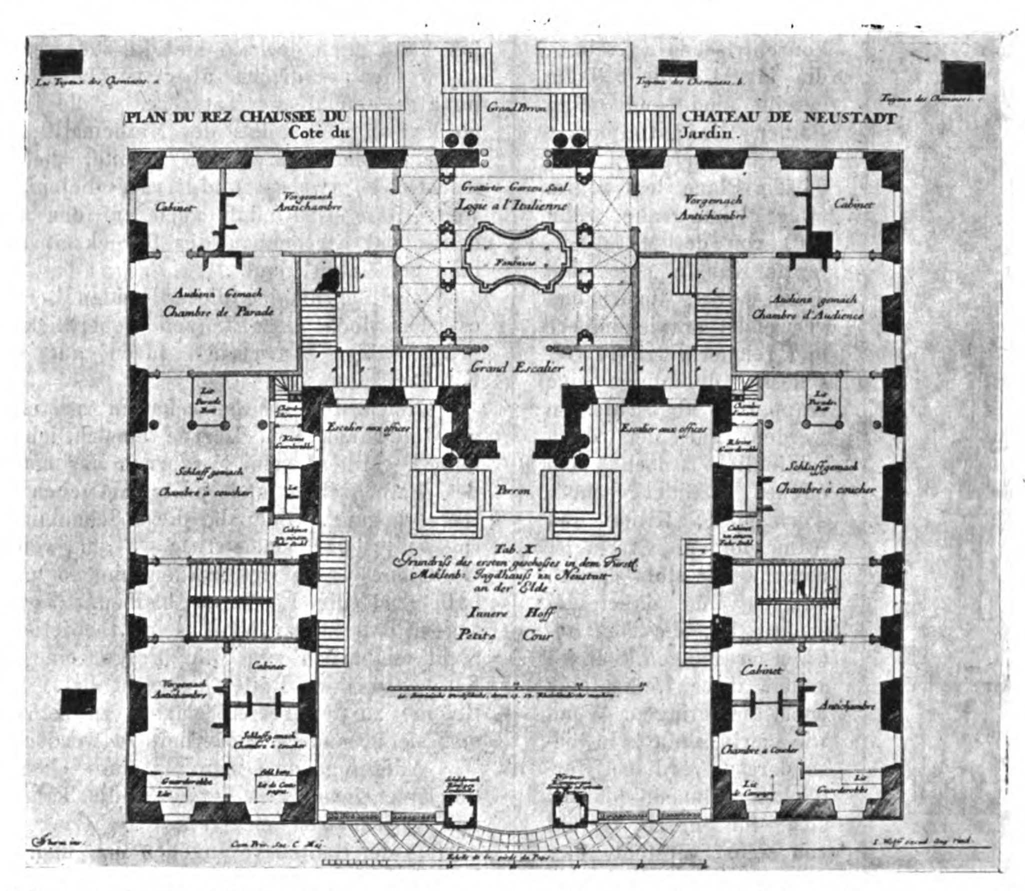


Abb. 5. *Tab. X aus Prodromus.... Augsburg 1714. (Zeichnung Sturms; Kupferstecher unbekannt.)*

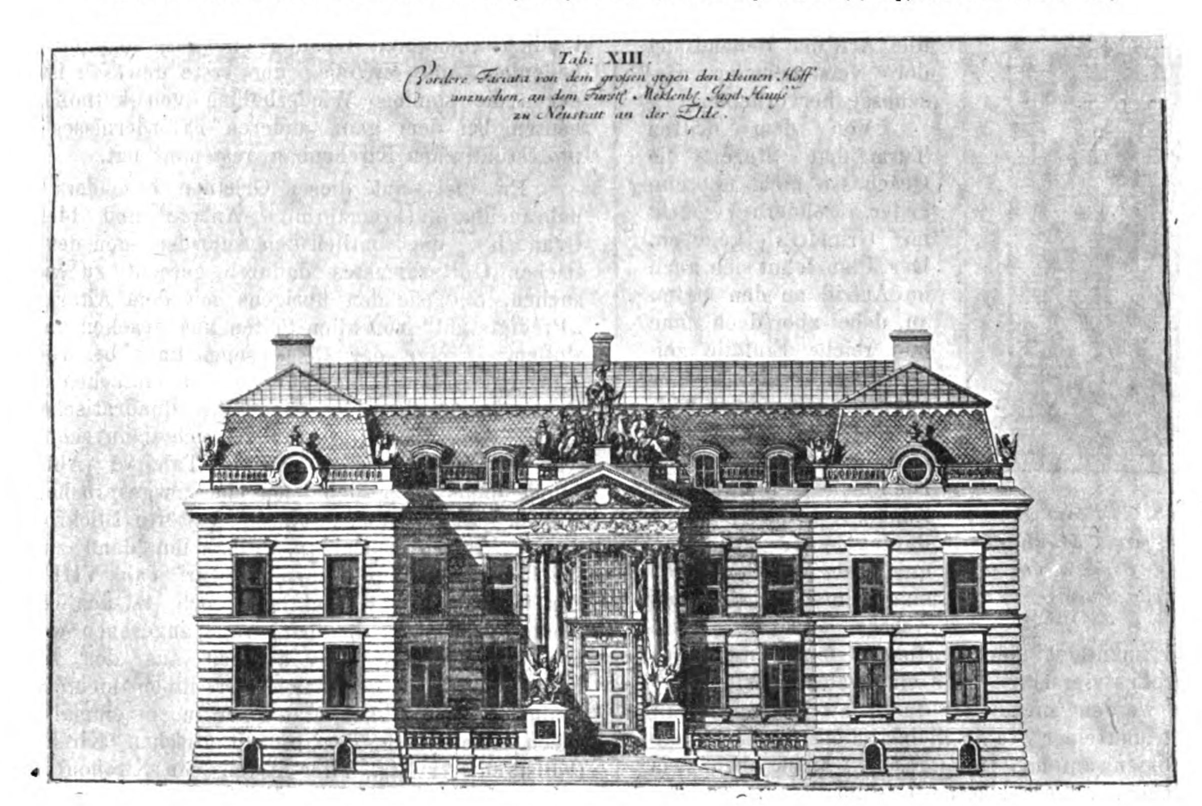


Abb. 6. *Tab. XIII aus Prodromus.... Augsburg 1714. (Kupferstich von C. Rembshardt nach Zeichnung Sturms.)*

gekommen ist, verschlägt bei einer Einschätzung der Begabung natürlich gar nichts. Bei jeder der drei Anlagen geht Sturm von einem inneren hohlen Kern des Turmes aus, dem ein im Unterteil massives, oben freies viereckiges Mauerwerk umlagert ist.

Beim ersten Turm (Abb. 7) folgt auf das durch eine großzügige Treppen- und Kaskadenanlage verzierte Untergeschoß ein dreiachsiger, fünf Geschoß hoher durch vier Streifenpfeiler gegliederter massiver Aufbau. Darauf erheben sich drei offene, sich nach oben verjüngende Säulenstellungen, die eine Spitze mit Kugel tragen, auf der ein eine Krone haltender Engel schwebt.

Eine großzügige Erfindungsgabe neuer Motive offenbart der Grundriß zu dem zweiten Turm. Die Säulen-

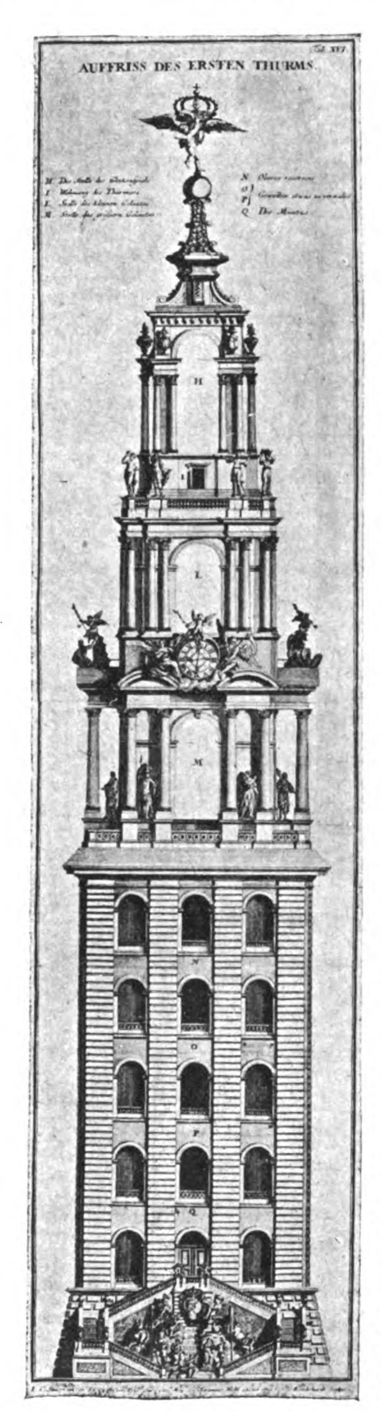


Abb. 7. *Tab. XVI aus Prodromus.... Augsburg 1714. (Kupferstich von C. Rembshardt nach Zeichnung Sturms).*

stellungen liegen in sieben konzentrischen Kreisen, die in 24 gleiche Teile geteilt sind und deren Radien die Mittelpunkte der Säulen ergeben. Bei diesem Plane legt Sturm zwei gleich große, zehn Fuß von der Mitte entfernte Kanäle unter den Turm selbst. Im Aufbau verwendet er vier höhere und reicher verzierte Geschosse, die durch eine Kuppel abgeschlossen werden, auf der dann schließlich noch ein offenes Säulengeschoß, Turmspitze, Krone und Adler folgen. Sturm ist nicht wenig stolz darauf, daß es ihm dabei gelungen ist, die fünf antiken Ordnungen übereinander, ihrer Reihenfolge nach, anzubringen. Wenn wir hierin auch kein besonderes Verdienst erblicken können, da es sich für unser Gefühl von selbst versteht, daß das Leichtere auf das Schwere nach oben folgen muß, so darf man doch die Art der Behandlung der verschiedenen Geschosse hervorheben.

Von dem dritten Turm hat Sturm die Geschosse nicht übereinander, sondern einzeln im Grundriß gegeben. Der Plan lehnt sich auch im Aufriß an den ersten an, dabei aber doch neue und reiche Einfälle zeigend. Er läßt sich hier auf dem gequaderten Erdgeschoß ein sehr hohes Hauptgeschoß erheben. Die Fläche ist reich belebt. Zunächst durch eine durchgehende Streifenquaderung und auch durch eine Einteilung in drei Achsen. In der Mitte befindet sich zuunterst eine Kartusche mit Wappen, es folgen ein großes viereckiges und ein ovales Fenster. Die Seitenachsen werden angedeutet durch zwei Nischen mit Statuen unten und einer ovalen kleineren mit je einer Büste oben. Es folgen auf das Hauptgeschoß nach oben zwei sich verjüngende, abgeschlossene Geschosse, die in der Mitte offen gebildet sind, Säulenstellungen zeigen und mit Figuren belebte Giebel tragen. Darauf erhebt sich ein ganz offenes Säulengeschoß, das eine reichgegliederte, durch Figuren bereicherte Attika und die Turmspitze trägt, die hier als Zwiebelhaube mit Wetterfahne gebildet ist.

Kirchen.

Sturms Verdienste um die Entwicklung des Kirchenbaus, besonders des protestantischen der Barockzeit, sind die am wenigsten umstrittenen — und bekanntesten[11]). Ich kann mich deshalb hier kurz fassen. Hervorgehoben zu werden verdienen aber vornehmlich zwei Gesichtspunkte: einmal die Tatsache — die für uns nicht mehr merkwürdige —, daß der Mathematikprofessor baukünstlerische Ideen entwickeln konnte, die sich als äußerst fruchtbare erweisen und ferner diejenige, daß er einen weit größeren Einfluß auch auf den katholischen (süddeutschen) Kirchenbau der Barockzeit ausgeübt hat, als man gemeinhin glaubt.

Zur Begründung dieser beiden Behauptungen bedarf es aber doch eines kurzen Ueberblickes über die Ausprägung der Sturmschen Ideen auf dem Gebiete der Kirchenbaukunst.

Neben den anderen scharfen Ausstellungen, die Sturm an Goldmanns Text gerade hinsichtlich der Kirchen vornimmt, verdient seine Forderung der natürlichen Trennung des katholischen und protestantischen Kirchenbaus der Hervorhebung. So nahe diese Scheidung scheinbar liegt, so wenig war sie seither — am wenigsten auch von Goldmann — befolgt worden und so unklar mußten deshalb auch die Lösungen bleiben. Ja man kann ruhig sagen, daß Sturm durch seine theoretischen Forderungen recht eigentlich erst die Frage eines protestantischen Kirchenbaus ins Rollen gebracht hat. Seine berechtigten Gründe zu der Trennung sind zu selbstverständlich, als daß sie besonders wiederholt zu werden brauchen.

Allerdings darf man als ein — heute selbstverständlich erscheinendes — Verdienst die Tatsache hervorheben, daß er zunächst eine klare Ueberlegung über das Bedürfnis der Bauten vorangehen ließ und darnach die raumkünstlerischen Ideen so zweckentsprechend wie möglich entwickelt. Wenn er dabei, namentlich in der Schrift von 1712, übers Ziel schießt und selbst wieder eigentümlich anmutende Gebilde entwirft, so muß man doch bedenken, daß er eben der erste gewesen ist, der sich gegen die sinnlose Wiederholung von katholischen Kultbauten bei dem ganz anderen Erfordernissen dienenden protestantischen Kirchenbau gestemmt hat.

Er eifert aus diesen Gründen besonders gegen die unbrauchbare, kreuzförmige Anlage und bietet sieben Grundrisse, die sämtlich den Anforderungen des protestantischen Gottesdienstes dadurch gerecht zu werden versuchen, daß sie den übrigens mit dem Altar vereinigten „Predigtstuhl“ von allen Seiten aus gesehen haben wissen wollen. Einige der Risse seien kurz besprochen. Auf Tab. II (Abb. 8) bietet er einen einfachen saalartigen Raum innerhalb eines ungefähr quadratischen Grundrisses. Der Zentralform nähert sich dann schon der Entwurf Tab. IV (Abb. 9) und in Tab. VI (Abb. 10) gibt Sturm dann schließlich auch eine ausgesprochene Zentralanlage. Das Streben, eine ungestörte Blickrichtung auf den Prediger zu sichern, führt ihn dann zu dem von ihm besonders gepriesenen Entwurf Tab. VIII (Abb. 11), der trotz seiner Gesuchtheit doch tatsächlich als eine ideale Lösung der Bedürfnisfrage angesehen werden darf. Die Einzelheiten gehen deutlich aus den Abbilduugen hervor, so daß ich mich mit ihnen nicht aufzuhalten brauche. Sturm kommt später noch einmal auf seine Ideen hinsichtlich der protestantischen Kirchen zurück (vollständ. Anweis. aller Arten von Kirchen wohl anzugeben, Augsburg 1718). Er hält an den bereits früher vertretenen Gedanken fest. Der Fortschritt besteht hauptsächlich in den Grund- und Aufrissen, die gleichfalls die alten Ideen aufnehmen, aber reicher und sorgsamer durchgezeichnet sind. Wie richtig Sturm an und für sich gefühlt hat, das beweisen Gebäude wie die Frauenkirche

[11]) Vgl. R. Bürkner: Grundriß des deutsch-evangelischen Kirchenbaues. Göttingen 1899, p. 46 ff. und „Der Kirchenbau des Protestantismus ....“ Berlin 1893, p. 74 ff.

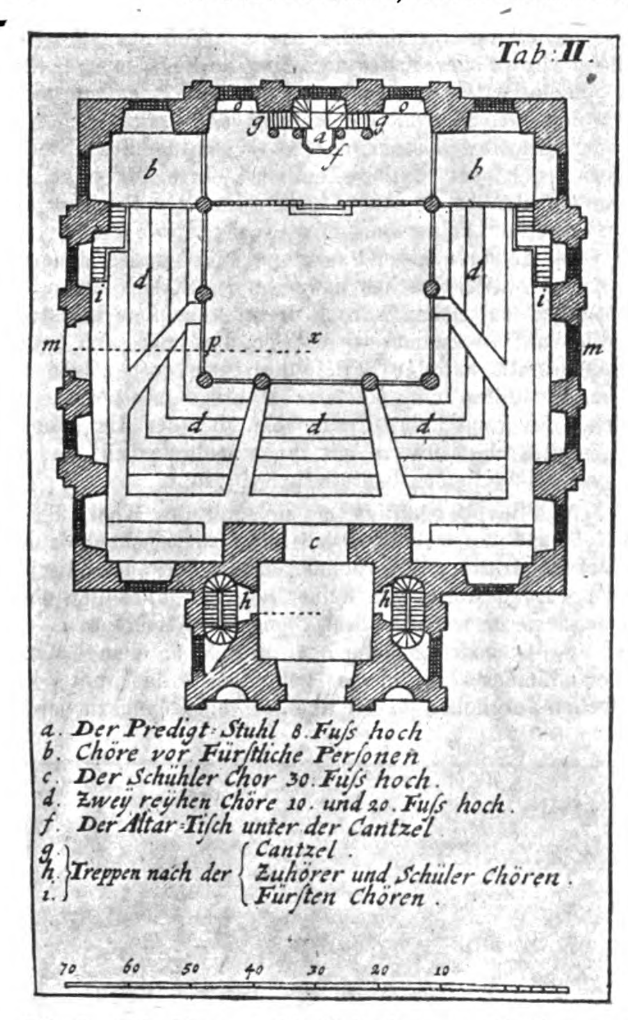


Abb. 8. *Tab. II aus Archit. Bedencken ...., Hamburg 1712.*

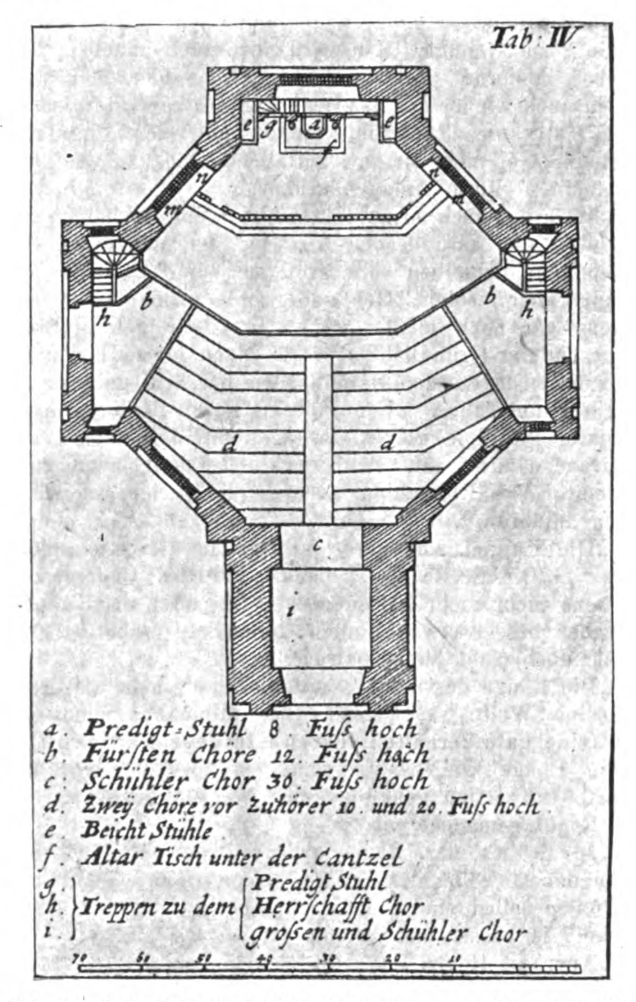


Abb. 9. *Tab. IV aus Archit. Bedencken ...., Hamburg 1712.*

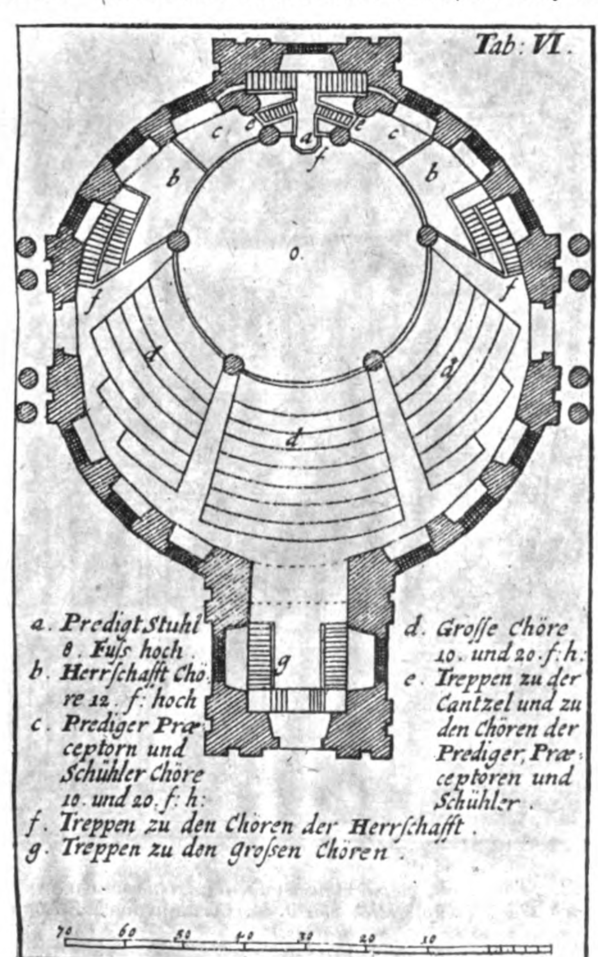


Abb. 10. *Tab. VI aus Archit. Bedencken ...., Hamburg 1712.*

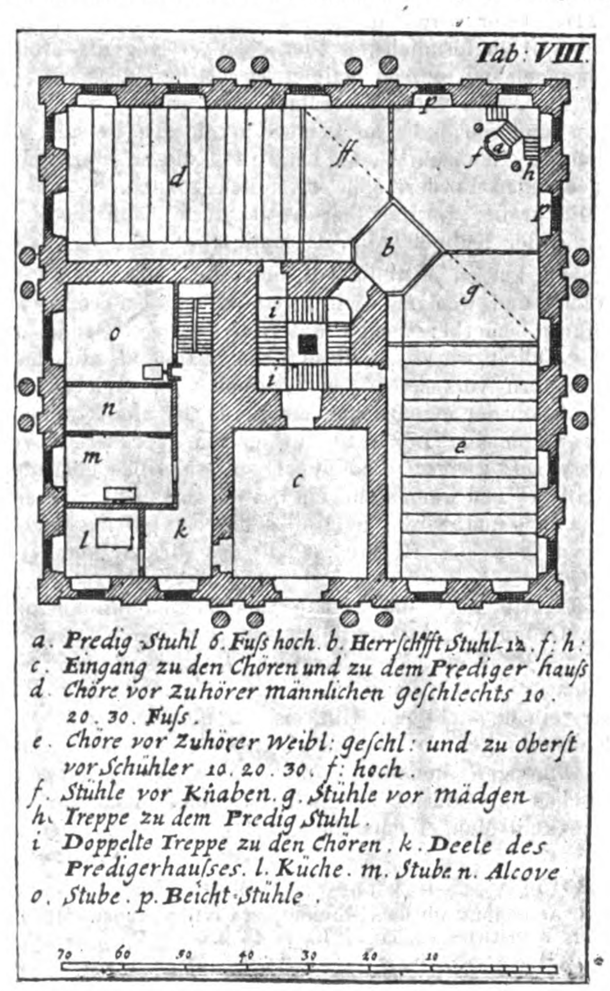


Abb. 11. *Tab. VIII aus Archit. Bedencken ...., Hamburg 1712.*

zu Dresden und die leider abgebrannte Michaeliskirche zu Hamburg zur Genüge. Man wird aber auch zugeben, daß mancher moderne protestantische Kirchenbau, bei dem man ja auch wieder auf das Bedürfnis des protestantischen Kultes stärkere Rücksicht nimmt und den Charakter als Rednersaal mehr betont, auffallend stark an des vielgeschmähten Sturm Anlagen erinnert.

Sturm hat auch so unrecht nicht, wenn er behauptet, daß selbst von katholischen Kirchen „der Mangel an Beschreibungen derselben sehr groß ist / an förmlicher Anweisung aber / solche Gebäude wohl anzulegen meines Wissens gar noch nichts vorhanden". Er geht deshalb mit besonderer Gründlichkeit vor. Nach einer Darlegung der Anforderungen der katholischen Kirchen geht er zu der Einteilung über. Hier gibt er neben Erläuterungen bekannter Beispiele wie St. Peter (Rom), Jesù (Rom), Val de Grace (Paris), St. Paulskirche (London) usw. ganz bestimmte Verhältniszahlen an, von denen ich die wichtigsten anführen will:

„Die Kuppel soll unter 50 Fuß im Diameter nicht haben." „Die Breite des Schiffes und des Chores kan höchstens nicht mehr halten als der Diameter der Kuppel, wird aber besser etwas kleiner gemachet, unter 30 Fuß soll sie doch nicht leicht betragen."

„Die Länge des Schiffes muß niemahl mehr als dreymal seine Weite.... / sonst aber allemahl gegen der Weite eine gute Verhältniß haben. In gegenwärtigem Riß ist die Länge wie zwey gegen ein / welches vor die schönste Proportion gehalten / und von Goldmann gar zu einer Regul gemachet wird."

„Je größer der Raum zwischen den Pfeilern ist, welche das Gewölbe des Schiffes tragen / und je kleiner die Pfeiler selbst sind / doch unbeschadet der behörigen Stärcke / je besser und schöner ist es."

„Aber die Bögen auf freystehende gekuppelte Säulen über ihren Gebälcken zu setzen / ist wohl vor eine der größesten Schönheiten zu halten...."

„Der Chor wird billich dem Schiff an Breite gleich gemachet / am förmlichsten aber eben so lang als breit / und hernach mit einem halben circul beschlossen...." Es ist klar, daß diese Leitsätze einen Einfluß gewinnen mußten und ich habe an keinem geringeren Beispiel als an Baltasar Neumann[12]) ein Einwirken dieser klaren und einleuchtenden Forderungen feststellen können.

Mit großer Sorgfalt behandelt Sturm dann die Konstruktion der Kuppel (Abb. 12 und 13).

Nach kurzen Mitteilungen über die „Erfinder dieser Gebäude" und weniger wichtigen über den Unterbau, wobei Sturm bemerkt: „wann das Gebäude von Grund auf rund geführet wird.... diese Construction als die Beste allen andern vorzuziehen sey", wendet er sich zu der Konstruktion der eigentlichen Kuppeln. Er stellt zunächst wieder allgemeine Leitsätze hinsichtlich der Größenverhältnisse auf: „Diese (die Kuppel) soll zur Höhe höchstens die Helfftet / und wenigstens ein Drittel ihres Durchmessers bekommen / und wird / je größer die Kuppel angeleget / je näher von der Helffte gegen das dritte Theil genommen."

„Es soll aber die gantze Composition billich eine völlige Ordnung / und darüber noch eine kleine Attique halten." Er bietet des letzteren Punktes wegen eine mathematische Berechnung der Säulenweiten und dann wieder einen wichtigen Hinweis: „Man muß aber die Säulen-Stellungen so viel möglich also einrichten / daß viele Öffnungen kommen / und so wenig Mauerwerck dazwischen als immer möglich ist / daß doch an der Stärcke kein Mangel entstehe."

12) Vgl. V. C. Habicht: Die Herkunft der Kenntnisse Baltasar Neumanns auf dem Gebiete der Civilbaukunst. Monatshefte für Kunstwissenschaft 1916, p. 46 ff.

Nun folgen ausführliche Anweisungen für die Herstellung eines Lehrgerüstes und eines in die Bogen aufwärts mit eingemauerten Gerüstes und schließlich Erörterungen der technischen Fragen, die sich bei der praktischen Ausführung des Gewölbebaus ergeben. Gerade diese Stellen mußten sich als außerordentlich lehrreiche erweisen. Sturm verschmäht es auch trotz seines Herabsehens auf die „Empirici" keineswegs Dinge, wie die Formung der zum Gewölbebau nötigen Backsteine, die Art des Mauerns, das Abdecken des Daches usw., in den Kreis seiner Betrachtungen zu ziehen. Auch diesen scheinbar selbstverständlichen Darlegungen gegenüber darf man sich natürlich keinesfalls auf den Standpunkt unserer heutigen Erfahrungen stellen und sie als „Maurerweisheiten" abtun wollen. Es kann keine Frage sein, daß der Rat suchenden Architektengeneration mit ihnen mehr gedient war als mit den geistvollsten theoretischen Ideen.

Schließlich beschäftigt er sich mit der Konstruktion von Holzkuppeln, wobei er sich auf französische Beispiele wie Val de Grace und Sorbonne beruft. Die ausländischen Werke werden aber nun keineswegs als Vorbilder übernommen, vielmehr gibt Sturm eigene Erfindungen. Er sagt: „.... und ich ohnedem nirgend an dem Französischen Zimmerwerk etwas gefunden / das mit dem Teutschen verglichen / noch weniger vorgezogen zu werden

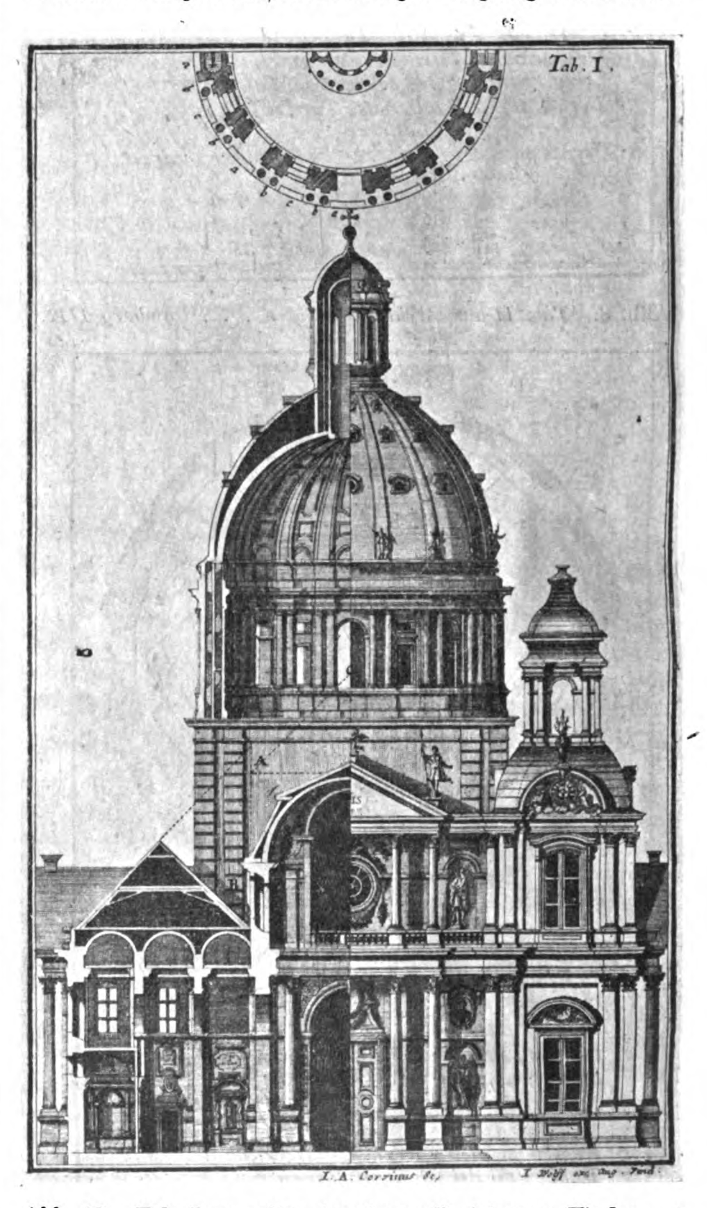


Abb. 12. *Tab. I aus vollst. Anweisung alle Arten von Kirchen...; Augsburg 1718. (Kupferstich von J. A. Corvinus nach Zeichnung Sturms.)*

verdienet hätte / will ich mich dabey nicht aufhalten / sondern lieber nach dem Teutschen Fundament der Verbindung ein Exempel auf eine viel größere Kuppel vorstellen / daraus man die gantze Sach gründlich wird verstehen lernen.“ Hier wie bei den Anweisungen von innen und außen geschalten Gewölben beruht der Wert der Ausführungen in den exakten Angaben, die durch die beigegebenen Risse noch brauchbarer für die Praxis werden. Im wesentlichen geht er so vor, daß er das Gewölbe in viele Einzelteile zerlegt, von den stehenden Pfeilern beginnt und nun die Ausführung genau beschreibt. Ein den Zimmermannswerken, wie denen von Walter und Wilhelm, entlehnte Ständer- und Riegelkonstruktion gibt den Halt für die äußeren und inneren Bogenformen her.

Ueber die Dächer und die Ausrechnungen der Maßverhältnisse verbreitet sich Sturm p. 24—26. Sturm empfiehlt Bleidächer und gibt dann Anweisungen für die Konstruktion der Neigungswinkel derselben. Die Beispielrechnung zeigt wie man zur Gewinnung der Höhen- und Breitenmaße vorgehen muß. Die Einzelheiten brauchen hier nicht verfolgt zu werden; als Beispiel für die beabsichtigte Konstruktion aller Teile will ich nur erwähnen, daß selbst die Einrichtung mit in die mathematische Berechnung einbezogen wird. So heißt es hinsichtlich des Altars in Tafel VIII (Abb. 13): „Der große Altar und die Lanterne auf der Kuppel correspondiren einander in der Größe und Eintheilung accurat, und wird also hoffentlich an der Symmetrie dieser zwey letzten Desseinen nichts auszusetzen seyn. . . .“. Sturms wichtigste Grundsätze hinsichtlich der Grundrißlegung und des Aufbaus der katholischen Kirchen habe ich bereits mitgeteilt. Im übrigen Text bietet er auch nicht mehr viel und gibt keine genauen Beschreibungen seiner Risse. Das war aber bei der sorgfältigen Durchzeichnung dieser Pläne auch nicht mehr nötig (vgl. Abb. 12—14).

Oeffentliche Gebäude.

Der große Umfang der Aufgaben, die sich Sturm hinsichtlich der öffentlichen Gebäude gestellt hat, kann uns allein nicht überraschen. Bei weitem die größere Zahl hatte Furttenbach schon in den Bereich seiner Betrachtungen gestellt, und von Goldmann empfing Sturm weitgehende Anregungen. Trotzdem wird man Sturms Verdienste nicht verkennen können. Bei einer Untersuchung von Sturms Lösungen müssen gerade auf diesem Gebiete die architekturtheoretischen Gesichtspunkte maßgebend bleiben, und es wird unsere Hauptaufgabe sein, festzustellen, was Sturm in dieser Richtung Neues und Schöpferisches bei den Anlagen der Schulen, Gymnasien,

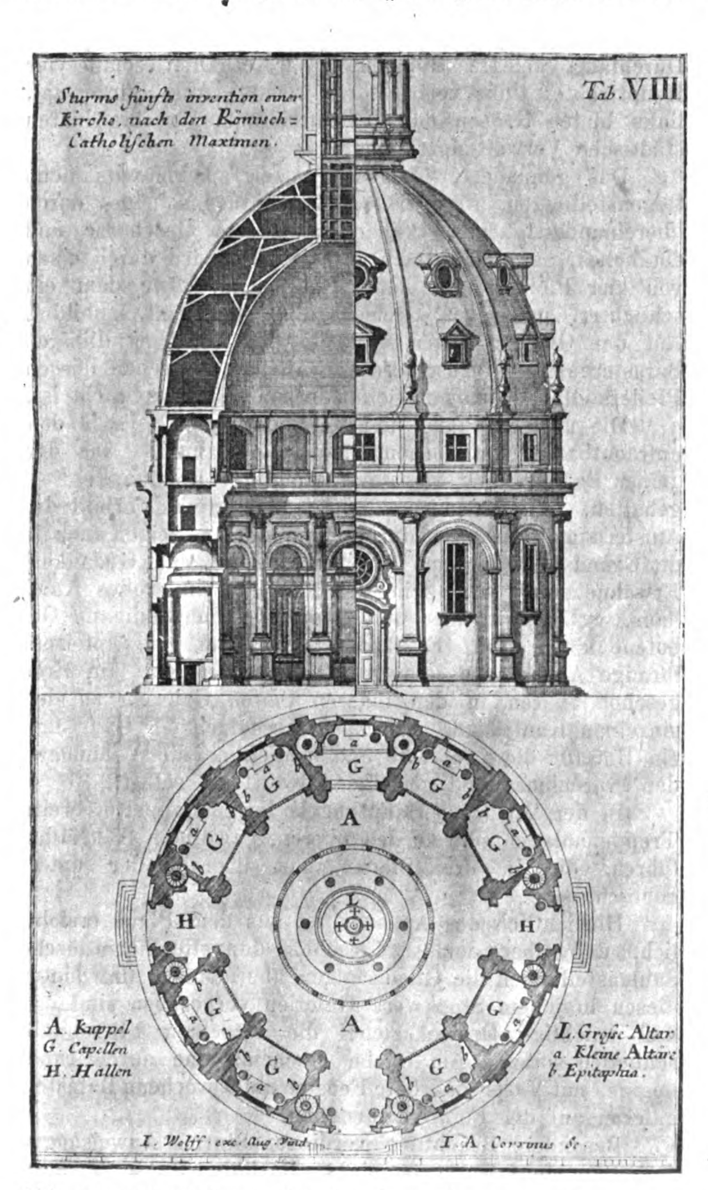


Abb. 13. *Tab. VIII aus vollst. Anweisung alle Arten von Kirchen. . ., Augsbnrg 1718 (Kupferstich von J. A. Corvinus nach Zeichnung Sturms).*

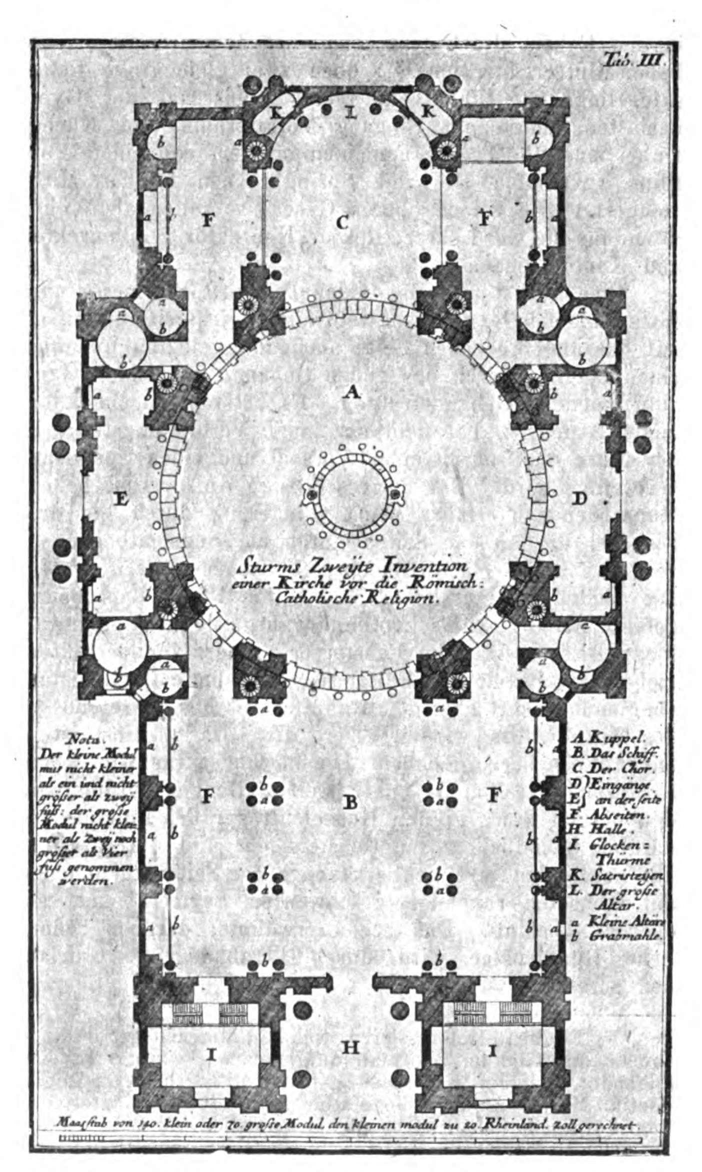


Abb. 14. *Tab. III aus vollst. Anweisung alle Arten von Kirchen. . ., Augsburg 1718 (Kupferstich von J. A. Corvinus nach Zeichnunng Sturms.)*

Universitäten, Theater, Rathäuser, Börsen, Waisen- und Krankenhäuser und Museen zu sagen hat.

Schulen. Goldmanns Einteilung in Trivialschulen, Gymnasien und Universitäten hält Sturm bei. Er fügt noch die Ritterakademien hinzu. Der Vorschlag Goldmanns für eine Trivial(Volks)schule paßt ihm nicht. Sturms Entwurf ist aber auch nicht gerade empfehlenswert und erinnert an die merkwürdigen Kirchenanlagen, zu denen ihn eine Art von Verschrobenheit und der Wunsch, originell zu sein, verführt haben. Er bietet einen triangulären Grundriß von drei für sich bestehenden Gebäuden, die mit einer ihrer Schmalseiten an einen Turm, der hauptsächlich als Treppenhaus dient, anstoßen. In dem Erdgeschoß befinden sich die gewölbten Schulsäle, in den beiden oberen die Räume für die Lehrer. Der Gedanke, daß ein jeder der Lehrer seine besondere Wohnung haben müsse, verleitet ihn zu der absonderlichen Anlage. Man ist erstaunt, warum er die viel näher liegendere und auch von ihm oft verwandte Hufeisenanlage nicht gewählt hat.

Sehr viel beachtenswerter sind seine Risse und Vorschläge für Gymnasien, Ritterakademien und Universitäten. Wir finden hier nicht nur sorgfältige Berücksichtigung aller Erfordernisse und sehr brauchbare Anleitungen, sondern auch architektonisch anziehende Lösungen. Für das Gymnasium bietet er einen kreuzförmigen Grundriß mit den Gärten für die vier Lehrer in den Ecken. Im Untergeschoß befinden sich die eigentlichen Unterrichtsräume[13]): oben zwei gleichgroße Lehrsäle, links die Bibliothek, rechts Speisesaal der Gymnasiasten, unten am Eingang Vorratsraum und Küche. Dabei sind die Trakte um einen inneren, von einem Portikus gerahmten Hof mit Springbrunnen in der Mitte gelagert. Die beiden oberen Geschosse sollen als Wohnräume für die vier Lehrer: Rektor, Konrektor, Subkonrektor und Kantor dienen.

Eine höchst reizvolle Anlage entwirft Sturm für eine Ritterakademie[13a]). Sie besteht aus zwei hufeisenförmigen, mit der ungebrochenen Seite aneinandergelegten und hier einen langen, durch das ganze Gebäude führenden Gang aufnehmenden Gebäudetrakten. Es entsteht so ein I förmiger Grundriß, bei dem der lange Verbindungstrakt in der Mitte noch durch einen Vorsaal und einen Speisesaal verbreitert wird. Der dreigeschossige Aufbau mit hohem Mansardendach erfährt seine Gliederung durch die drei Risalite, die an den Seiten durch die Segmentbogen, in der Mitte durch einen Dreiecksgiebel abgeschlossen werden. Die beiden Obergeschosse sind durch Pfeiler zusammengefaßt. Recht geschmackvoll und wahrhaftig nicht nüchtern-klassizistisch wirkt die Fensterverteilung. In den Seitengiebeln erscheinen von Füllhörnern gerahmte Rundfenster; ein gleiches kehrt über dem Hauptfenster des 1. Geschosses des Mittelrisalits wieder. Der Mittelrisalit selbst ist in feiner Weise hervorgehoben. Die durch eine Treppenvorlage ausgezeichnete Tür ist mit Streifenfüllungen gerahmt, in den oberen Sturz greifen Konsolenträger des Balkons des darüber befindlichen Hauptfensters ein und dieses selbst hat neben den Streifengliederungen der Seitenstürze einen auf Konsolen ruhenden geschweiften Segmentbogen als oberen Abschluß. Das schon erwähnte, darüber befindliche Rundfenster wird durch herabhängende Guirlanden gerahmt.

[13]) Es dürfte interessieren, welche Unterrichtsgegenstände damals um 1700 im Lehrplan aufgenommen waren. Es sind folgende: Religion (Katechesis), Grammatik, Rhetorik, Logik, Poetik, Musik, Anfänge der Mathematik. Sturm erläutert den Begriff Grammatik so: „unter der Grammatica begreiffe ich alle Sprachen der Gelehrten, Lateinisch, Griechisch und Hebräisch / und dieselben nicht nur nach der Correction, sondern auch nach der Eleganz zu erlernen".

[13a]) Vollständige Anweisung allerhand oeffentliche Zucht- und Liebes-Gebäude ... wohl anzugeben. Augsburg 1720.

Hinsichtlich der Risse für Universitätsgebäude wäre besonders die Sorgfalt, mit der Sturm namentlich auf seinem Plane IX alle Einzelheiten angibt, hervorzuheben. Die ganze Anlage besteht aus zwei Teilen, der eigentlichen Universität und den Wohnräumen. Die Universität besteht aus einem vierflügeligen Gebäudetrakt, in dessen Mitte eine Rundkirche liegt, an die sich kreuzförmig die Auditoriengebäude und dann weiter die vier Flügel anschließen. Um diese ganze Anlage ist schließlich noch eine quadratische herumgeführt, die hauptsächlich zu Wohnungszwecken der vorgesehenen 15 Professoren dienen soll.

Rathäuser usw. Sturm begnügt sich gerade auf diesem Gebiete keineswegs mit den von Goldmann gebotenen Anregungen. Zunächst ist es die Platzfrage, deren große Wichtigkeit er klar erkennt und die er sorgfältig abhandelt. Er will nicht wie Goldmann die Mitte eines Platzes für die Gebäude, sondern eine Seite, womöglich die von der Hauptstraße durchschnittene gewählt wissen und erläutert sehr richtig die ästhetischen und praktischen Vorteile dieser Platzwahl. Er kommt von dieser Erkenntnis aus auch bei seinem Plane Nr. 5 zu der glücklichsten Lösung[13b]). Das Gebäude ist in der Mitte durch eine Durchfahrt, der an der Fassade ein mächtiges Portal entspricht, durchbrochen. Eine weitere Trennung in einzelne Trakte, die durch Bogengänge miteinander verbunden sind, erfolgt durch rechtwinklig zu dieser Durchfahrt gelegte Höfchen. Wir erhalten somit vier Haupttrakte: links vorne Börse, rechts vorne Bürgersaal, links hinten Kassen und Kämmereiräume, rechts hinten städtische Verwaltungsräume.

Das gequaderte Erdgeschoß zeigt beiderseits neun Bogenstellungen, darüber folgen zwei neunachsige, durch übereinanderstehende Pfeiler gegliederte Geschosse und ein hohes, gewalmtes Dach. Das Portal wird durch einen von vier Pfeilern gerahmten Rundbogen, über dem ein schlichter, mächtiger Dreiecksgiebel erscheint, gebildet. Auf den Giebelschrägen sitzt ein mit einer geradlinigen Balustergalerie abgeschlossener Aufbau, zwischen dessen Pfeilerstellungen an den Seiten je eine Uhr angebracht ist.

Die übrigen Pläne und Vorschläge sind teils in den unfruchtbaren, antikischen Ideen Goldmanns — wie der „einer Basilica oder eines Alt-Römischen Richthaußes" — gehalten, teils lassen sie deutlich das große Vorbild des Amsterdamer Rathauses durchschimmern und zeigen auch in den Grund- und Aufrissen keine besonderen eigenen Gedanken. Erwähnenswert ist allein der Plan für ein großes Kaufhaus, weil Sturm hier weit über das von Goldmann Gebotene hinausgeht. Es handelt sich um eine hufeisenförmige Anlage von sehr großen Abmessungen. Im Erdgeschoß führen in den inneren Seiten Galerien zu den einzelnen Kaufläden, nach innen zu folgen ein Gang und ein Hof für die Kaufleute und schließlich die Wohnungen der „vornehmen und gemeinen" Kaufleute selbst.

In der Mitte des Hauptflügels liegen doppelte, breite Treppenanlagen, die zu den oberen, gewölbten Kaufläden führen, die in drei Stockwerken übereinander untergebracht sind.

Hinsichtlich des Aufbaus ist aus dem Plane ersichtlich, daß über dem Erdgeschoß doppelte korinthische Säulenstellungen die Gliederungen übernehmen, daß hinter diesen in jedem Stockwerk Galerien vorgesehen sind und daß mächtige Dreiecksgiebel die einzelnen Flügel abschließen sollen. Am Dache erscheint eine durch rundbogige, mit Vasen bekrönte Fenster unterbrochene Balustergalerie, auf der Figuren aufstehen.

Besondere Beachtung verdienen Sturms Anweisungen zum Bau eines Museums, eines „Raritäten-Hauses" wie er

[13b]) Vollständige Anw. allerh. oeffentl. Zucht- und Liebes-Gebäude ... Augsburg 1720.

sagt[13c].) Er schreibt vor, daß das Haus mit der vorderen Wand nach Süden, besser noch nach Südosten gebaut wird. Zur Verhütung von Feuersgefahr soll es ganz von Stein erbaut werden, die Geschosse überwölbt und die Türen von Eisenblech mit Messingfassung gemacht werden. Sehr vernünftig ist sein Verlangen nach Einfachheit im Innern; eine Forderung, die man erst heute wieder allmählich zu erfüllen bestrebt ist. Er sagt wörtlich: „Die Zierraht der Gemächer muß bloß in saubern weißen Wänden / und mit weniger Stuccatur-Arbeit gezierten Decken bestehen, damit nicht die Zierraht der Gemächer die Gemüther von Betrachtung der darinnen auffbehaltenen Raritäten abstrahire.“ Etwaige Deckengemälde sollen sich aus diesem Grunde auf die in den Zimmern aufgestellten Dinge beziehen. Sehr wahr ist sein bis heute kaum befolgter Schlußsatz: „An der Außtheilung und an hellen Licht der Zimmer ist im übrigen das meiste gelegen.“

Er beschreibt dann die Einteilung und Unterbringung der Gegenstände, wie er sie sich für die drei Stockwerke gedacht hat. Ich will die des ersten Stockes kurz mitteilen (vgl. die Nummern der Abbildung 15): 1. Vorhaus, 2. Doppeltreppe zwischen zwei Fontänen oder Kaskaden, 3. Durchgangszimmer, 4. weltliches Geräte, 5. antike

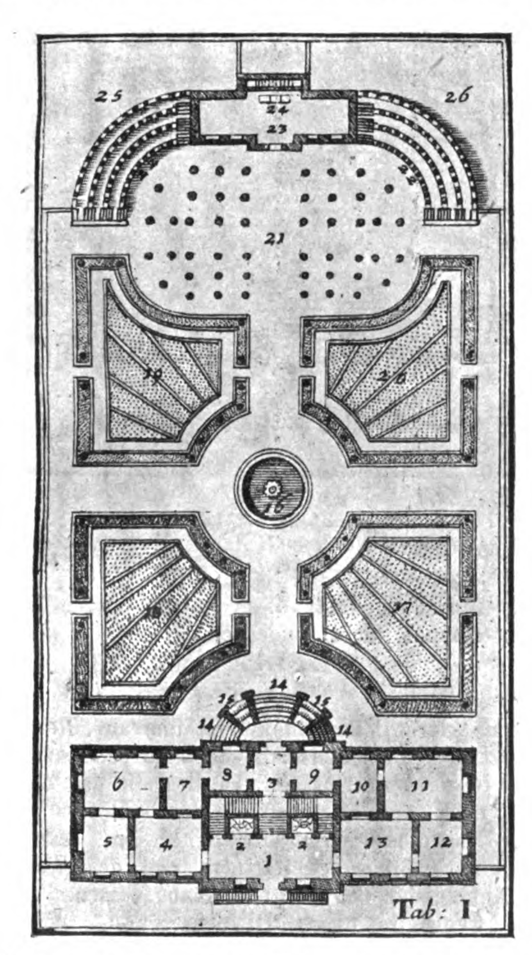


Abb. 15. *Tab. I aus des geöffn. Ritter-Platzes III. Theil, Hamburg 1705.*

Medaillen, 6. heidnische und frühchristliche Kultgeräte, 7. Waffen, 8. antike Plastiken, 9. antike geschnittene Steine, moderne Medaillen, 10. Gefäße, Porzellan usw., 11. Möbel und Goldschmiedearbeiten, 12. mittelalterliche Goldschmiedearbeiten, 13. Zimmer des Raritäten-Kämmerers. Ich will noch erwähnen, daß die eigentliche Kunstkammer im 3. Geschoß liegen soll, von der aber alle großen Stücke ausgeschlossen bleiben, weil diese ein besonderes Haus ausfüllen können.

Theater. Hammitzsch[14]) hat Sturms Theaterprojekt bereits gewürdigt und dabei auf die Abhängigkeit von Pozzos Entwürfen hingewiesen. Sturm hat die innere Theatereinrichtung allerdings so gut wie wörtlich von Pozzo übernommen, indem er wie dieser den inneren Raum in zwei gleiche Hälften teilt, die eine der Bühne, die andere dem Zuschauerraum zuweist, und indem er die Bühnengestaltung und die Anlagen des Orchesters und der Logen eng an Pozzos Vorbild anlehnt[14a]). Aber er bleibt dabei nicht stehen und sucht in den eigentlichen architektonischen Teilen Selbständiges zu bieten, wobei er mit gewohnter Gründlichkeit vorgeht. Zunächst zeichnet er einmal Grund- und Aufrisse des eigentlichen Hauses, in das die von Pozzo entlehnten Einrichtungen untergebracht werden können. Ferner legt er an die Schmalseiten besondere Bauten. An der Frontseite sind neben dem Haupteingange zwei Treppen vorgelagert, die zu dem Fürstensaale führen. Durch diesen gelangt man zu der in der Mitte der Logen liegenden Fürstenloge. Unter der Fürstenloge befinden sich Eingänge und Schalter. Ein gleich großer Anbau der Rückseite dient zur Aufnahme des Malersaales, der Ankleidezimmer, der Kleiderkammern und zur Unterbringung von Treppenanlagen.

Landsitze und Bürgerhäuser.

„Darum halte ich die Kunst Städte mit untadelhafften Wohn-Häusern anrichten vor weit größere Kunst und Verstand als königliche Palläste angeben.“ Dieser eine Satz Sturms spricht Bände. In keiner anderen Abhandlung geht er aus dieser Erkenntnis heraus auch so scharf mit Goldmanns veralteten Angaben um, als in der, die die Anlage von Bürgerhäusern behandelt[14b]). Im Grunde genommen läßt er von Goldmanns Hinweisen so gut wie nichts mehr übrig. Da er die Wichtigkeit des Problems einsieht, stellt er in dieser Abhandlung kurze, klare Leitsätze: „Allgemeine Reguln von Anlegung Bürgerlicher Wohn-Häuser“ auf, die er streng befolgt haben will. Wieder ist geltend zu machen, daß die hierin aufgestellten Gesichtspunkte uns wohl, den Zeitgenossen Sturms aber keineswegs als selbstverständliche erschienen. Er nimmt das alte Schema: Stärke, Bequemlichkeit und Schönheit und verteilt darunter seine kurzen „Generalregeln“. Hervorgehoben seien die wichtigeren des Absatzes „Bequemlichkeit“. 1. „Ein jedes Bürger-Hauß soll einen Hoff haben.“ 8. „Fenster sollen in Privat-Häusern nicht unter 3 Fuß und nicht über 4 an der Breite genommen / aber wenigsten doppelt so hoch als breit gemachet werden....“ 10. „Die Treppen sollen in Bürger-Häusern von unten biß oben in einem Weg gehen / und nie schmahler als $3\frac{1}{2}$, nie breiter als 5 Fuß in Liechten werden / und allezeit helle seyn.“ 11. „Man soll allzeit dahin bedacht seyn / die Zimmer so zu des Hauß Herrn Nothdurfft gehören / wohl mit einander zu connectiren....“ 16. „In Vermengung großer und kleiner Zimmer bestehet alle Bequemlichkeit Bürgerlicher Wohn-Häuser.“

Hinsichtlich der „Schönheit“ stellt Sturm Regeln auf, die uns geradezu modern anmuten. Er will keinen übertriebenen Schmuck und meint, daß es auch für „sehr große und reiche“ Herren vernünftiger sei, „ihre Distinction durch Meublen zu machen“. Unter 7. sagt er: „Die vornehmste Schönheit der vorderen Giebel an Bürger-Häusern bestehet in der Reinlichkeit / annehmlicher Farbe / an Glaß und Ramen / zierlichen Fenstern / in einer schönen Tischlerarbeit und meßingen Zierrathen an den Hauß-Thüren /

[13c]) Von Raritäten-Kammern II. Abt. (des geöffneten Ritter-Platzes III. Theil. Hamburg 1705.

[14]) Vgl. M. Hammitzsch a. a. O., p. 198 ff.

[14a]) Vollst. Anweis. großer Herren-Palläste .... prächtig anzugeben. Augsburg 1718.

[14b]) Vollständ. Anweisung alle Arten von Bürgerlichen Wohn-Häusern wohl anzugeben. Augsburg 1721.

wohl gearbeiteten / hin und wieder verguldeten Gitter und Spreng-Werck." Als besonders „gute Exempel" für die Anlagen der Bauzierden rühmt er die Häuser in Dresden.

Dietrich[15]) hat die fortschrittlichen Neuerungen in Sturms Entwürfen bereits scharf herausgehoben. Er betont ganz richtig, daß es nun vor allem die französischen Anlagen sind, die eine entscheidende, anregende Rolle gespielt haben. Sturm gibt zwar noch einige Pläne, in denen er die veralteten Anschauungen Goldmanns zu verbessern sucht, die meisten zeigen aber, daß sie den neuzeitlichen Bedürfnissen und Ansprüchen entsprechen wollen. Dietrich macht darauf aufmerksam, daß Sturm bei diesen Entwürfen zweifellos auch Anregungen von den Dresdener und Leipziger Wohnhäusern verarbeitet hat. Seine Tafeln III—X bieten eine Fülle neuer Ideen und Anregungen. Die Hauptänderung besteht darin, daß in den Grundriß ein großer Hof einbezogen wird, um den sich die eigentlichen Gebäude gruppieren.

Neuartig ist auch die Ausnutzung der Lagepläne nach der Tiefe. Wenn Furttenbach und Hartmann immer damit rechneten, daß das vornehme Haus ein freistehendes sein müsse, nimmt Sturm viel mehr Rücksicht auf die gegebenen Verhältnisse. Selbst das Haus „darinnen ein Fürst mit seiner vornehmsten Hofstatt in einer volckreichen Handelstatt Logiren kan" ist ein Reihenhaus von schmaler siebenachsiger Front. Es entstehen dadurch natürlich sehr unregelmäßige, aber den vorhandenen Bedürfnissen entsprechende Grundrisse.

Unter den Landhäusern[15a]) bietet Sturm 3 Typen: 1. eins nach holländischer Art, 2. ein einfacheres, 3. eins nach italienisch-deutscher Art. Die Pläne zu 1 und 3 sind durch Goldmanns Text beeinflußt, während die zu 2 von Sturm ganz selbständig erfunden sind. Ich schicke aber auch hier voraus, daß Goldmanns Ausführungen sehr dürftig gehalten sind und kaum dazu gereicht hätten, die Pläne zu liefern, wie sie Sturm bietet, und ferner, daß er auch hier selbständige Aenderungen vornimmt. Der Entwurf Tafel IV geht von dem vorspringenden Mittelrisalit aus, an den sich rechts und links zwei gleichartige, fünfachsige Flügel anlehnen. Im Erdgeschoß nimmt der Mittelrisalit Vorhaus und Sommerloggia, im 1. Geschoß den Speisesaal und 3 Schlafzimmer und im 2. Geschoß einen großen Saal in sich auf. Eine doppelte Treppenanlage, die durch die 3 Stockwerke frei aufgeführt ist, darf besonders hervorgehoben werden. Vorschläge Goldmanns hat Sturm in dem abgebildeten Plan Tab. I (Abb. 16) verwendet. Es wäre lehrreich, auch hier Goldmanns Text den Ausführungen und Rissen Sturms gegenüberzustellen. Sie würde zu dem Ergebnis gelangen, daß von Goldmanns Hinweisen kaum etwas übrig geblieben ist. Sturm bietet eine dreiflügelige Anlage, die an der Vorderseite durch einen, ein Geschoß hohen Trakt abgeschlossen wird. An den „Torweg" (Nr. I) schließen sich rechts und links die „Cabinette" des Hausherrn und der Hausfrau (6 und 16) an. Es folgen deren Wohnräume, die der Kinder und der Sommersaal 11. Großen Wert legt Sturm auf die Ausgestaltung des Vorhauses (1), das durch einen Kamin heizbar sein soll und die doppelten Treppenanlagen rechts und links aufnimmt. Die äußere Gestaltung ist dem Zweck als Landhaus entsprechend sehr einfach gehalten und bedarf keiner weiteren Beschreibung (Abb. 16). Das italienisch-deutsche Landhaus zeigt seine Eigenart vornehmlich darin, daß es in der Mitte auf dem Dache einen Kuppelaufbau trägt, im übrigen aber einen schlichten, quadratischen Grundriß

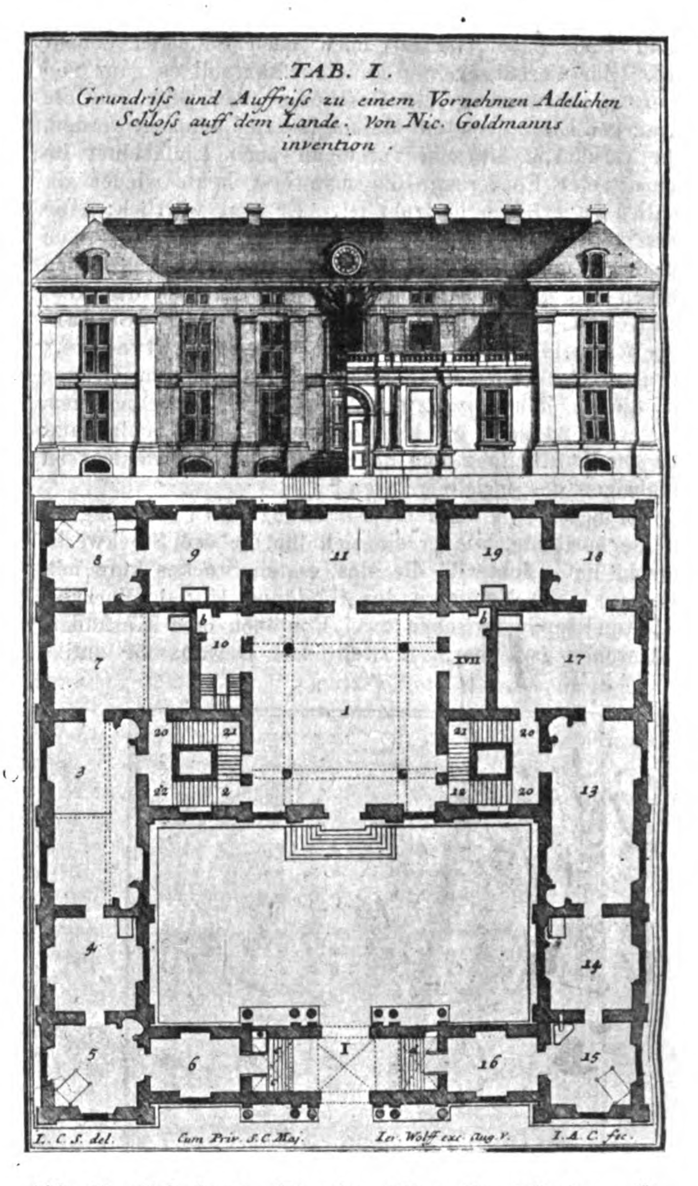


Abb. 16. *Tab. I aus „Ein sehr nöthiges Haupt-Stuck ....," Augsburg 1721. (Kupferstich von J. A. Corvinus nach Zeichnung Sturms.)*

aufweist. Sturm empfiehlt diese Anlage, deren Idee von Goldmann stammt, nicht sonderlich.

Gärten.

Sturms klarer Verstand kommt ihm auf diesem, bei seiner angeblichen Nüchternheit scheinbar sehr fern liegenden Gebiete wohl zu Nutzen. Er begreift das Verlangen der Zeit nach Architekturgärten durchaus und handelt darnach. Aus diesen Gründen will er eine klare Scheidung der Tätigkeiten des Gärtners und des Architekten bei der Anlage der Gärten gehandhabt wissen.

Wie wenig in dieser Hinsicht durch theoretische Werke seither geschehen war, sagt er selbst[16]) „.... ja von der Zeit / da Goldmann dieses geschrieben / haben nicht allein die Exempla prächtiger Gärten nebst den besagten drey Ländern auch in Holland / Schweden / und ohne Zweiffel auch anderswo / sich mächtig vermehret / sondern es sind auch die Abbildungen davon in Kupffer sehr häufig public worden. Indessen ist doch zu bedauren / daß aus allen denselben (ausgenommen höchstens 10 Blatt / so mir bekannt worden) keine sicheren Maaße, vielweniger anderer sicherer Bericht zu nehmen ist / daraus der

15) Vgl. R. Dietrich: Beiträge zur Entwicklung des bürgerlichen Wohnhauses in Sachsen im 17. u. 18. Jahrh. (Dresdener Diss.) Leipzig 1903, p. 69 ff.

15a) Ein sehr nötbiges Haupt-Stuck... von Land-Wohnungen und Meyereyen. Augsburg 1721.

16) Vollst. Anw. großer Herren Palläste... prächtig anzugeben. Augsburg 1718, p. 55.

jenige / der in Anlegung guter Gärten Lehre verlanget / die geringste Nachricht zu nehmen vermögte..."

Sturm unterscheidet zwischen Parterre, Lustgarten und Lustwäldern; die drei Teile, die sich in der genannten Reihenfolge von dem Gebäude aus ins Gelände erstrecken. Seine Erfindung ist diese Einteilung nicht. Er sagt selbst, daß ihm besonders der Garten zu Marly großen Eindruck gemacht habe. Nach kurzen Beschreibungen geht er zu Einzelheiten über. Er betont den großen Wert der Alleen, gibt genaue Maße an und teilt technische Angaben über die Anlage der Alleen und deren Erhaltung mit. Es versteht sich, daß er den größten Wert auf Einhaltung von Proportion und Symmetrie legt. Besonders betont er die Schönheit der weiten Blicke und die in den Barockgärten so reizvollen Durchblicke. Er sagt: „Die größeste Schönheit der Alleen bestehet darinnen, wenn man das Ende derselben nicht absehen kan, welches man, wo es immer möglich ist / zum wenigsten mit der mittlern Allee zu erhalten trachtet. Nun kan aber ein Garten selbst so lang nicht werden / darum muß man durch die Ring-Mauer desselben ein mit eisernen Gatterwerck verschlossenes Thor machen / und dahinter auf dem Felde mit weitläffigen (sic!) Räumen die Allee entweder an einem Stück weiter fortführen / oder wenn auf demselben Tieffen sind / die man in dem Garten nicht siehet / nur auf den Höhen / biß man aus den Garten dadurch in die freye Lufft hinaussehe." Hinsichtlich der Heckenwerke oder Promenaden schlägt er vor: „....oder es müssen hin und wieder durch die Hecken aufeinander correspondirende Löcher gemachet werden / durch die man nicht allein durch alle Gänge durch / sondern auch weiter hinaus im Fürbeygehen einen guten Prospect bekomme." Eine ganze Fülle von Anregungen bietet Sturm bei der Besprechung der „Lustwäldlein", die in den Gärten nach dem eigentlichen Lustgarten folgen sollen. Es ist hochinteressant zu beobachten, wie er architektonische Feinheiten des Barock, die besonders bei den Kirchenanlagen eine große Rolle spielen, auf den Garten — als eines Stücks der Architektur — überträgt. Er will die Lichtwirkungen von Hell zu Dunkel auch bei den Gartenanlagen ausgenutzt wissen. Seine klaren Ausführungen seien wörtlich hergesetzt: „Diese (sc. „Lustwäldlein") sind billich vor das beste Mittel zu achten einen Lust-Garten recht annehmlich zu machen / indeme sich der Prospect desselben nicht besser praesentiret / als wenn immediate an dem grösten Theil deß Lust-Gartens dergleichen Lust-Wäldlein anlieget / hinter demselben aber noch ein Stück deß Lust-Gartens oder eine Orengerie also geleget wird / daß die Aufsicht durch die dunckele Haupt-Allee aus dem hellen Lust-Garten in selbiges wiederum helle Stück falle / welches eine sonderliche Verlängerung der Alleen / und gar etwas liebliches vor das Auge zuwege bringet." Er erläutert dann in den Anmerkungen und den sehr klaren Zeichnungen die verschiedenartigen Einteilungen, die alle auf den eigentlichen Lustgarten und die Achsenführungen der Alleen Rücksicht nehmen. Theater, Tanz- und Spielsäle, ja Antiquitätenkammern und die unvermeidlichen Eremitagen sollen dort untergebracht werden. Seine 3 Pläne bieten Anregungen genug. Zwei davon gehen von einem langrechteckigen Geländegrundriß, einer von einem kreisförmigen der Gartenanlagen aus. Der letztere ist besonders beachtenswert, weil eine ähnliche Anlage 1733 in Karlsruhe verwendet worden ist.

Ganz neu und äußerst wertvoll sind seine genauen Angaben, die er im XIX. Hauptstück hinsichtlich der „Blumen-, Küchen- und Obst-Gärten" bietet. Er beschreibt darin genau die zu verwendenden Bäume, Sträucher, Blumen usw. und bietet den Architekten einen Anhalt, der sie unabhängiger von den Gärtnern machen konnte. Wie wenig man sich darum seither gekümmert hatte, geht aus seinen einleitenden Sätzen hervor: „Von dieser Materie hat unser Goldmann gar nichts / weil er ohne Zweiffel mit allen Bau-Meistern seiner Zeit in der Meinung gewesen / daß sie bloß vor Haushalter gehöre, nichts zur Zierde und Pracht thue / und also keiner sonderlichen Austheilung nothig habe".... Der Vorteil der Ausführungen, die im einzelnen nicht wiederholt zu werden brauchen, beruht darin, daß Sturm einen mit Zahlen versehenen Riß beigibt und nun mit kurzen Begründungen erläutert, wie die Anlage, Bepflanzung usw. vor sich zu gehen hat[16a]).

Baudetails und Ornamentik.

Es ist kein Anlaß vorhanden, Sturm zum schöpferischen Künstler neuer und einflußreicher formaler Ideen zu stempeln. Seine Begabung lag so sehr auf einem andern Felde, daß hier nichts Eigenes zu erwarten sein kann. Immerhin sollte allein ein Entwurf wie der für die Benediktkirche[17]) davon abhalten, in ihm allein den nüchternen Vertreter „einer Linealöde" zu erblicken. Ich will nun auch diese Arbeit keineswegs als Meisterwerk bezeichnen. Aus den von Steinacker veröffentlichten Akten geht aber doch hervor, daß Sturm zunächst einmal in der Lage war, einen künstlerischen Entwurf zu liefern — daß er also recht gut zeichnen[18]) können mußte — und dann, daß er auch ziemlich selbständig mit den Ideen seiner Zeit zu schalten vermochte. Man darf allerding darauf hinweisen, daß er immer wieder gegen Ueberladungen und Uebertreibungen eifert und Sparsamkeit der Mittel eindringlich empfiehlt. Man hat aber kein Recht, daraus auf „Nüchternheit" und „Oede" zu schließen; im Gegenteil darf man diese Mäßigung als ein Zeichen eines gewählten Geschmackes ansehen. Gewiß sind die in den verschiedenen Rissen erscheinenden Details und der Dekor keine persönlichen Erfindungen Sturms und ebenso wird man mit Recht Darstellungen der Innenräume in seinen sämtlichen Werken vermissen. Dafür hat Sturm andere Verdienste und seine, des Mathematikers und Theoretikers, Aufgabe kann es ja überdies nicht gewesen sein, in formaler Hinsicht Schöpferisches zu bieten.

4. Die Lösungen der Einzelaufgaben.

An die Spitze der Anleitungen, die Sturm in seinen verschiedenen Werken zur Bewältigung der Einzelaufgaben bietet, sind diejenigen zu stellen, die von den technischen Fragen handeln. Dammann[19]), der sonst wahrlich nicht allzuviel von Sturms Leistungen hält, spricht angesichts dieser Ausführungen ungewollt ein hohes Lob aus, indem er sie direkt mit heutigen Kollegien über Baukonstruktionslehre vergleicht. Die sorgfältige Erörterung aller hierher gehöriger Einzelheiten haben wir bereits als einen Vorzug der deutschen Architekturtheoretiker des 17. Jahrhunderts kennen gelernt. Dennoch bleiben die Ausführlichkeit und die Gründlichkeit der Darlegungen Sturms sein eigenstes Verdienst, und wenn ein Vergleich mit heutigen Kollegien auch gewagt erscheinen mag, so darf man um so mehr betonen, daß sachlichere und zuverlässigere Unterweisung in der Zeit (um 1700) sonst nirgends — auch bei allen Ausländern nicht — zu finden war. Es kann sich für uns natürlich nicht darum handeln, die selbstverständlich überholten Darlegungen zu wiederholen oder sie an unsern Errungenschaften zu messen. Vielmehr muß es wesent-

16a) M. C. Gothein, Geschichte der Gartenkunst, Jena 1914, erwähnt Sturm nicht.

17) Vgl. Karl Steinacker: Die Bilderwand des Hochaltars der Benidiktikirche in Quedlinburg. (Quellen und Forschungen zur braunschweig. Geschichte Bd. VI.) Wolfenbüttel 1914, p. 281 ff.

18) Sein Biograph Humbert sagt a. a. O. p. 68: Il dessinoit parfaitement et délicatement, et c'est lui-même qui a fait tous les Desseins, qu'on trouve en grande quantité dans ses ouvrages....

19) Vgl. W. Dammann a. a. O.

liche Aufgabe bleiben, die Fortschritte der gleiche Gegenstände behandelnden Ausführungen denen der vorhergehenden Epoche gegenüber zu betonen und an einzelnen Beispielen die Eigenart der Gedankenwelt und Lehrweise Sturms zu erläutern. Wir hatten an verschiedenen Stellen bereits Gelegenheit, auf die Fortschritte von Sturms Schriften denen des 17. Jahrhunderts und auch denen seines Lehrers Goldmann gegenüber hinzuweisen. Selbstverständlich lassen sich in Sturms Arbeiten selbst wieder Unterschiede feststellen und es bedarf ja keiner Begründung, warum er ausführlichere Anweisungen für die Anlagen von Kirchenkuppeln als für die Landhäuser etwa geben darf. Der Hauptunterschied seiner Darlegungen und der der Theoretiker des 17. Jahrhunderts beruht darin, daß er bei der Einzeldarstellung eine mathematisch-wissenschaftliche Begründung mit einer Darstellung zu verknüpfen sucht, die die Erörterung selbst scheinbar selbstverständlicher Fragen des Bauhandwerks keineswegs verschmäht.

Von großer Bedeutung sind die Vorschläge, die Sturm für die wissenschaftliche Ausbildung der Architekten macht und diejenigen, die eine geordnete Bauführung vorsehen. In beiden Punkten muß eine große Willkür eingerissen gewesen sein, zu deren Abstellung nur eine pedantische Aufstellung von „Reglements" dienlich sein konnte.

Er verlangt von dem Architekten Kenntnisse in 3 Gebieten: Theoria (Wissenschaft), Praxis (Ausübung) und Empiria (Erfahrung). Wie hoch die Ansprüche hinsichtlich der theoretischen Kenntnisse den Anforderungen Böcklers gegenüber gestiegen waren, zeigt schon die Tatsache, daß er nicht weniger als 13 Zweige der Wissenschaft von dem Architekten beherrscht wissen will. Ich führe sie, da sich in ihnen die große Veränderung der theoretischen Anforderungen deutlich kund gibt, kurz auf: 1. Arithmetik, Geometrie, Statik, Mechanik; 2. Perspektive und Zeichenkunst; 3. gründliche Kenntnis der Säulenordnungen; 4. perspektivisches Zeichnen; 5. Dachkonstruktionen; 6. Theorie der Steinhauerkunst; 7. Wissenschaft von Wasserwerken; 8. Gartenkunst; 9. Sciaterica (Kunst-, Sonnen- und Schattenuhren zu machen); 10. Heraldik, Mythologie und Ikonologie; 11. Kunstgeschichte; 12. Materialienkunde; 13. Staatskunde und Nationalökonomie.

Zusammenfassung.

Sturms Stellung unter den deutschen Architekturtheoretikern wird sich mit Gerechtigkeit nur durch einen Vergleich mit den Leistungen seiner Vorgänger bestimmen lassen. Eine Gegenüberstellung kann aber keinen Zweifel darüber aufkommen lassen, daß Sturm die Ideen seiner deutschen Vorläufer weit überholt hat. Nicht nur hat sich sein Gebiet außerordentlich bereichert, die Vertiefung und wissenschaftlichere Behandlung desselben zeichnen seine Schriften auch unzweideutig vor denen des 17. Jahrhunderts aus. Die Eigenart der Behandlung der verschiedenen Gegenstände haben wir bereits kennen gelernt. Es kann sich nun nur noch darum handeln, das Schöpferische und Neue noch einmal hervorzuheben. Es dürfte nach unsern Untersuchungen unnötig erscheinen, die baukünstlerische Begabung Sturms besonders beweisen zu wollen. Seine Entwürfe für die Paläste, Kirchen, Bürgerhäuser usw. sprechen eine zu deutliche Sprache, als daß man Einwände gegen die architektonische Begabung an sich überhaupt erheben könnte. Mag ihm dabei auch von mancherlei Seiten diese und jene Anregung zugeflossen sein; er ist viel zu sehr kritischer und zugleich auch deutscher Geist, als daß man ihn mit dem Nachweise einer Anlehnung abtun könnte. Vor allem muß man aber beachten, daß er es verstanden hat, diese Anregungen theoretisch zu verwerten und zu Darstellungen auszubauen, für die sich ihm keine Vorbilder darboten. Ich erinnere nur an seine Ausführungen über die Kuppel- oder über die Gartenanlagen. Im großen und ganzen sind es zweifellos die französischen Werke — Bauten wie Schriften —, die Sturm wichtige Anregungen geboten haben. Nirgendwo begnügt er sich aber mit einer unselbständigen Uebernahme der ausländischen Vorbilder und überall bleiben seine Rücksichten auf die deutschen Verhältnisse und sein persönlicher Geschmack, wie auch seine ihm eigentümliche architektonische Begabung ausschlaggebend. Umwälzende Ideen und noch nie dagewesene baukünstlerische Gedanken entwickelt Sturm allerdings nicht. Dafür breitet er in seinen Schriften einen Reichtum an brauchbaren Entwürfen und verständlichen, aber zugleich mathematisch-wissenschaftlich begründeten Darlegungen aus, wie ihn kein deutscher und ausländischer Theoretiker vor ihm besessen hatte.

Will man Sturm wirklich gerecht werden, so muß man ihn als Lehrer zu verstehen suchen — und dann wird man ihn als einen für seine Zeit geradezu idealen anerkennen müssen. Es ist kein Zufall, daß Schübler [20]) in seinen Werken ankündigt, daß er Sturms und Deckers Ideen weiter ausbauen wolle. In der Tat sind es auch diese beiden Theoretiker, die am Anfang des Jahrhunderts boten, was die junge Architektengeneration brauchte — Sturm die mathematisch-wissenschaftliche Begründung und die Raumlösungen, Decker vor allem den Dekor und die Ausbildung der immer üppigeren Anlagen — und die deshalb als die einzigen in Betracht kommenden von Schübler mit Recht genannt werden. Sturm, der Lehrer, wird am besten an den Früchten seiner Schüler erkannt und es zeugt in hohem Grade für die Güte seiner Lehre, daß wir Baltasar Neumann unter diejenigen rechnen dürfen, die sich bei Sturm Rat und Belehrung geholt haben.

[20]) J. J. Schübler: Erste Ausgab / seines vorhabenden Wercks .... Augspurg o. J.

Eisenbetonkonstruktionen des Stadtmuseums zu Stettin.

Von C. Weidmann, Stadtbauingenieur (Stettin). (Schluß.)

III. Balken 9.

1. Kragbalken:

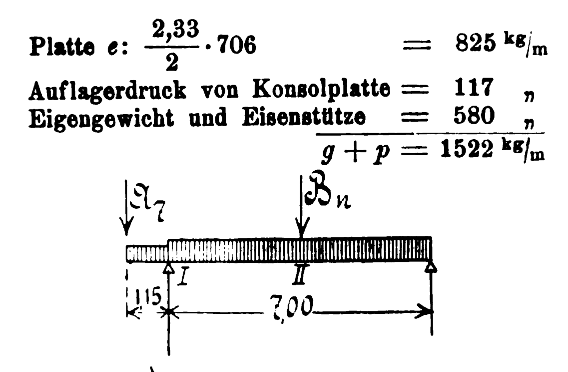
Auflagerdruck A_7^{min} der Konsole wirkt entlastend.

$$A_7^{min} = 3380 + 410 - 400 \cdot \frac{4,65}{2} \cdot \frac{1,15}{2} = 3260 \text{ kg}$$

Wand 0,10 · 1,50 · 2400	= 360 kg/m
Decke bei Balken 7	= 195 "
Eigengewicht	= 270 "
	g = 825 kg/m

2. Mittelteil:

Platte e: $\frac{2,33}{2} \cdot 706$	= 825 kg/m
Auflagerdruck von Konsolplatte	= 117 "
Eigengewicht und Eisenstütze	= 580 "
	$g + p$ = 1522 kg/m



Auflagerdruck: $A_7^{max} = \frac{3{,}38}{0{,}41} = 3{,}79^{\,t}$

Konsolplatte $0{,}825 \cdot 1{,}15 = 0{,}95^{\,t}$
Mittelteil $1{,}522 \cdot 3{,}5 = 5{,}32^{\,t}$
Nebenbinder $^1/_2\,(5{,}6 + 5{,}7) = 5{,}65^{\,t}$

$A_y = 15{,}71^{\,t}$

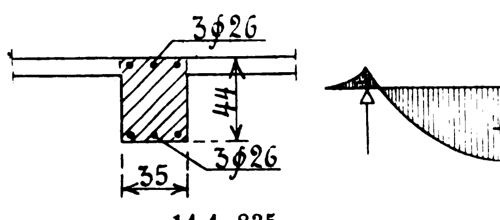
Konsole: $A_7^{max} = 3{,}79^{\,t}$

$$M_I = \frac{1{,}15^2}{2} \cdot 0{,}825 + 3{,}79 \cdot 1{,}15 = 4{,}91^{\,mt}.$$

$$\lambda = \frac{2 \cdot 15 \cdot 15{,}9}{35} = 13{,}6,$$

$$x = -13{,}6 + \sqrt{13{,}6^2 + 13{,}6 \cdot 44} = 14{,}4^{\,cm},$$

$$\sigma_e = \frac{491000}{15{,}9 \cdot \left(42 - \frac{14{,}4}{3}\right)} = 835^{\,kg}/_{cm^2},$$



$$\sigma_b = \frac{14{,}4 \cdot 835}{15\,(42 - 14{,}4)} = 28{,}9^{\,kg}/_{cm^2}.$$

$$M_{II} = \frac{7{,}0^2}{8} \cdot 1{,}522 + \frac{11{,}3}{4} \cdot 7{,}0 - \left(3{,}260 \cdot 1{,}15 + 0{,}825 \cdot \frac{1{,}15^2}{2}\right) = 24{,}76^{\,mt}.$$

Infolge teilweiser Einspannung

$$M = \frac{4}{5} \cdot 24{,}76 = 19{,}7^{\,mt}.$$

Normalkraft vom Hauptbinder: ($H = 54{,}22^{\,t}$ s. Hauptbinder)

$$N = \frac{54{,}22}{\sqrt{2}} = 38{,}4^{\,t},$$

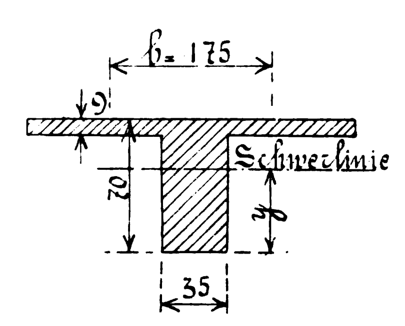
$$y = \frac{70 \cdot 35^2 + 9 \cdot 140\,(70 - 4{,}5)}{70 \cdot 35 + 9 \cdot 140} = 45{,}0^{\,cm},$$

$$x = 70{,}0 - 45{,}0 = 25{,}0^{\,cm},$$

$$J_1 = \frac{1}{3}\ 35\,(45^3 + 25^3) = 1210000^{\,cm^4}$$

$$J_2 = \frac{1}{3}\ 140\,(25^3 - 16^3) = 538000\ „$$

$$J = 1748000^{\,cm^4}.$$



Widerstandsmomente:

$$W_1 = \frac{1748000}{25} = 70000^{\,cm^3},$$

$$W_2 = \frac{1748000}{45} = 39000^{\,cm^3}.$$

Biegung:

$$\sigma_{bd} = \frac{1970000}{70000} \sim 28{,}2^{\,kg}/_{cm^2},$$

$$\sigma_{bz} = \frac{1970000}{39000} \sim 50{,}7^{\,kg}/_{cm^2}.$$

Normaldruck:

$$F = 35 \cdot 70 + 140 \cdot 9{,}0 = 3710^{\,cm^2},$$

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{38400}{3710} = 10{,}4^{\,kg}/_{cm^2}.$$

Endgültige Spannungen:

$$\sigma_b = 28{,}2 + 10{,}4 \sim 38{,}6^{\,kg}/_{cm^2},$$

$$\sigma_z = -50{,}7 + 10{,}4 \sim -40{,}3^{\,kg}/_{cm^2},$$

$$Z = {}^1/_2 \cdot 35 \cdot 45 \cdot 40{,}3 = 31900^{\,kg},$$

$$f_e = \frac{31900}{1000} = 31{,}9^{\,cm^2}.$$

Gewählt 4 ⌀ 26 + 2 ⌀ 28 = $33{,}55^{\,cm^2}$.

Schub- und Haftspannung:

$$y = 25 - \frac{9{,}0}{2} + \frac{9{,}0^2}{6\,(2 \cdot 25 - 9)} = 20{,}8^{\,cm},$$

$$\tau_0 = \frac{15710}{35\,(70 - 4{,}0 - 25 + 20{,}8)} = 7{,}0^{\,kg}/_{cm^2},$$

$$e = \frac{7{,}0 - 4{,}5}{7{,}0} \cdot 350 = 125^{\,cm},$$

$$Z = \frac{125}{\sqrt{2}} \cdot \frac{35}{2} \cdot 2{,}5 = 3870^{\,kg}.$$

Aufgebogen werden 2 ⌀ 28 mm = $12{,}3^{\,cm^2}$.

$$\sigma_e = \frac{3870}{12{,}3} = 314^{\,kg}/_{cm^2},$$

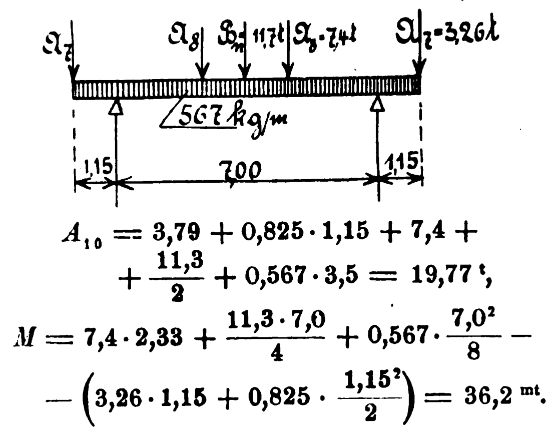
$$\tau_1 = \frac{7{,}0 \cdot 35}{3{,}14\,(4 \cdot 2{,}6 + 2 \cdot 2{,}8)} = 4{,}9^{\,kg}/_{cm^2}.$$

Durch Endhaken noch herabgesetzt.

IV. Balken 10.

1. **Kragteil wie Balken 9.**
2. **Mittelteil.**

Auflagerdruck Balken 8	=	$6{,}5^{\,t}$
2 Stützen $3{,}1 \cdot 2 \cdot 145$	=	$0{,}9^{\,t}$
		$7{,}4^{\,t}$
Nebenbinder B_n	=	$11{,}3^{\,t}$
Konsolplatte	=	$117^{\,kg}/_m$
Eigengewicht	=	450 „
		$567^{\,kg}/_m$



$$A_{10} = 3{,}79 + 0{,}825 \cdot 1{,}15 + 7{,}4 + \frac{11{,}3}{2} + 0{,}567 \cdot 3{,}5 = 19{,}77^{\,t},$$

$$M = 7{,}4 \cdot 2{,}33 + \frac{11{,}3 \cdot 7{,}0}{4} + 0{,}567 \cdot \frac{7{,}0^2}{8} - \left(3{,}26 \cdot 1{,}15 + 0{,}825 \cdot \frac{1{,}15^2}{2}\right) = 36{,}2^{\,mt}.$$

Infolge Einspannung:

$$M = \frac{4}{5} \cdot 36{,}2 = 28{,}9^{\,mt}.$$

$$y = \frac{90 \cdot 35 \cdot 45 + 9 \cdot 140\,(90 - 4{,}5)}{90 \cdot 35 + 9 \cdot 140} = 57{,}0^{\,cm},$$

$$x = 90 - 57 = 33^{\,cm},$$

$$J_1 = \frac{1}{3}\ 35\,(57^3 + 33^3) = 2580000^{\,cm^4}$$

$$J_2 = \frac{1}{3}\ 140\,(33^3 - 24^3) = 1038000\ „$$

$$J = 3618000^{\,cm^4}$$

$$W_1 = \frac{3618000}{33{,}0} = 109000^{\,cm^3},$$

$$W_2 = \frac{3618000}{57{,}0} = 63500^{\text{cm}^3}.$$

$$F = 35 \cdot 90 + 140 \cdot 9 = 4410^{\text{cm}^2},$$

$$N = 38{,}4^{\text{t}},$$

$$\sigma_b = \frac{2890000}{109000} + \frac{38400}{4410} \sim 35{,}4^{\text{kg}}/_{\text{cm}^2},$$

$$\sigma_z = -\frac{2730000}{63500} + \frac{38400}{4410} \sim -36{,}7^{\text{kg}}/_{\text{cm}^2},$$

$$Z = \tfrac{1}{2} \cdot 35 \cdot 57 \cdot 36{,}7 = 36500^{\text{kg}},$$

$$f_e = \frac{36500}{1000} = 36{,}5^{\text{cm}^2}.$$

Vorhanden: 4 ⏀ 28 ^{mm} + 2 ⏀ 30 ^{mm} = 38,77 $^{\text{cm}^2}$,

$$y = 33 - \frac{9}{2} + \frac{9^2}{6 \cdot 57} = 28{,}7^{\text{cm}},$$

$$\tau_0 = \frac{19770}{35\,(90 - 4 - 33 + 28{,}7)} = 6{,}92^{\text{kg}}/_{\text{cm}^2}.$$

Aufgebogen wird 1 ⏀ 28 = 6,15 $^{\text{cm}^2}$,

$$e = \frac{6{,}92 - 4{,}5}{6{,}92} \cdot 350 = 126^{\text{cm}},$$

$$Z = \frac{126}{\sqrt{2}} \cdot \frac{35}{2}\,(6{,}92 - 4{,}50) = 3780^{\text{kg}},$$

$$\sigma = \frac{3780}{6{,}15} = 614^{\text{kg}}/_{\text{cm}^2},$$

$$\tau_1 = \frac{6{,}92 \cdot 35}{3{,}14 \cdot (3 \cdot 2{,}8 + 2 \cdot 3{,}0)} = 5{,}3^{\text{kg}}/_{\text{cm}^2}.$$

Durch Endhaken weiter herabgesetzt.

V. Hauptbinder.

1. Auflast von Pfetten.

$P_0 = 0$

P_1 = wie Nebenbinder . . . . . . = 4,22 ^{t}

P_2 = „ „ . . . = 3,15 ^{t}

von Balken 7:

= 2 · 410 = 820 ^{kg}

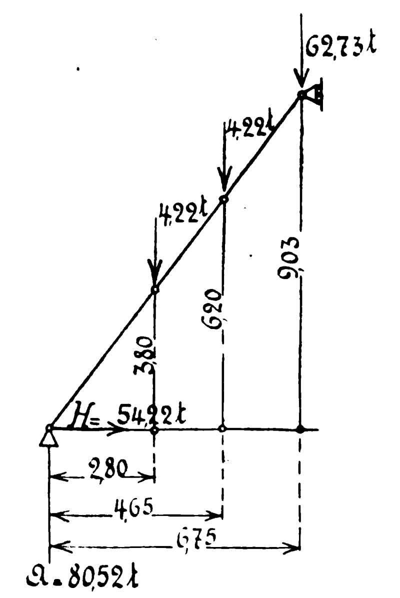
Eckstütze:

$$0{,}20 \cdot \frac{0{,}45}{2} \cdot 2{,}0 \cdot 2400 = \frac{216}{1036^{\text{kg}}} \sim 1{,}07$$

P_2 . . . . = 4,22 ^{t}

P_3 a) von Decke I:

Auflagerdruck von Balken 1	=	2,45 ^{t}
„ 2	=	3,30 ^{t}
„ 5	=	8,75 ^{t}
„ 6	=	5,90 ^{t}
Hängestange	=	0,17 ^{t}
	=	20,57 ^{t}



b) von Decke II:

Balken 9	=	15,71 ^{t}
„ 10	=	19,77 ^{t}
Schneelast Balustrade $2 \cdot \frac{9{,}20}{2} \cdot 1{,}35 \cdot 0{,}075$	=	0,90 ^{t}
c) Eigengewicht des Turmaufbaus $\frac{13{,}76}{4}$	=	3,44 ^{t}
Dachhaut 1,3 · 3,75 · 0,07 · 2,4	=	0,82 ^{t}
Windlast	=	1,52 ^{t}
P_3	=	62,73 ^{t}

Gewicht der mittleren Stützen auf Balken 9 und 10 23 $^{\text{kg}}/_{\text{m}}$

Umhüllung 1,7 · 72 = 122 „

145 $^{\text{kg}}/_{\text{m}}$

d) Nachweis des Auflagerdrucks infolge Windlast am Aufbau.

Die vom Wind getroffene Fläche des Aufbaues ist:

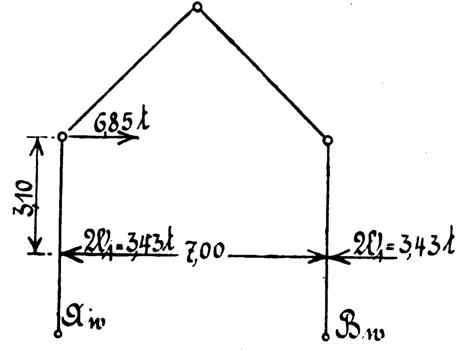
1. oberer Teil des Aufbaues und Dach

$$\frac{4{,}85}{2} \cdot 4{,}60 \cdot 2 - \frac{1{,}10^2}{2} \cdot 2 = 21{,}10^{\text{m}^2}$$

2. unterer Teil (volle Fläche) 7,5 · 3,1 = 23,40 „
3. Laterne 1,2 · 1,0 = 1,20 „

45,70 $^{\text{m}^2}$

Gesamte Windlast $W = 45{,}70 \cdot 0{,}15$ = 6,85 ^{t}



Auf A entfällt $W_1 = \frac{W}{2}$ = 3,43 ^{t}

$$A_w = B_w = \frac{6{,}85 \cdot 3{,}1}{7{,}0} = 3{,}03^{\text{t}}$$

daher auf jede Seite $\frac{3{,}03}{2}$ = 1,52 ^{t}

als Vermehrung der vertikalen Lasten.

Die Spannweite l des Binders ist:

$$l = 4{,}55 \cdot \sqrt{2} + \frac{0{,}70}{2} = 6{,}75^{\text{m}},$$

$$h = 9{,}86 - 0{,}38 - \frac{0{,}90}{2} = 9{,}03^{\text{m}}.$$

Da die Binderfußachsen in einer Ebene liegen, sind die Koordinaten der Pfettenschwerpunkte:

$$x_1 = 2{,}05 \cdot \sqrt{2} = 2{,}80^{\text{m}},$$
$$(y_1 = 4{,}40 - 0{,}38 - 0{,}14 = 3{,}88^{\text{m}}),$$
$$x_2 = 3{,}30 \cdot \sqrt{2} = 4{,}65^{\text{m}},$$
$$(y_2 = 7{,}19 - 0{,}52 = 6{,}67^{\text{m}}).$$

Die Binderachse schneidet diese Ordinatenlinien in

$$y_1 = 3{,}80^{\text{m}},$$
$$y_2 = 6{,}20^{\text{m}}.$$

Nach Skizze ist:

$$H_p = \frac{\Sigma P \cdot b}{h}; \quad \begin{aligned} 4{,}22 \cdot 2{,}8 &= 11{,}8 \\ 4{,}22 \cdot 4{,}65 &= 19{,}7 \\ 62{,}73 \cdot 6{,}75 &= 423{,}0 \end{aligned}$$

$$\Sigma V = 71{,}17^{\text{t}}; \; H_p = \frac{454{,}5}{9{,}03} = 50{,}7^{\text{t}}.$$

Eigengewicht des Binders: 0,850 $^{\text{t}}/_{\text{m}}$.

$$G = 11{,}0 \cdot 0{,}850 = 9{,}35^{\text{t}},$$

$$H_g = \frac{1}{9{,}03} \cdot 9{,}35 \cdot \frac{6{,}75}{2} = 3{,}52^{\text{t}},$$

$A = \Sigma V + G = 71{,}17 + 9{,}35 = 80{,}52\ ^t,$
$H = 50{,}7 + 3{,}52 = 54{,}22\ ^t.$

Momente:

$M_1 = 80{,}52 \cdot 2{,}80 - 54{,}22 \cdot 3{,}8 - 4{,}75 \cdot 0{,}850 \cdot 1{,}4 = + 13{,}77\ ^{mt},$

$M_2 = 80{,}52 \cdot 4{,}65 - 54{,}22 \cdot 6{,}2 - 4{,}22 \cdot 1{,}85 - 0{,}850 \cdot 8{,}15 \cdot \frac{4{,}65}{2} = + 14{,}3\ ^{mt}.$

Normalkräfte:

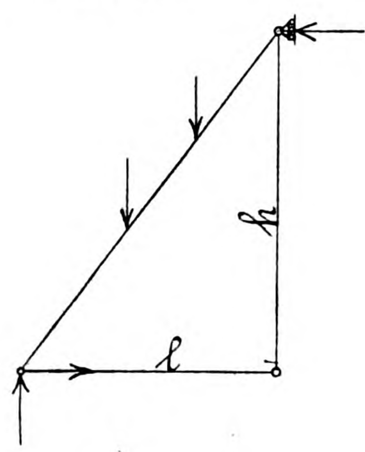
$$N = V \cdot \sin\alpha + H \cdot \cos\alpha.$$

Punkt 1: $\alpha_1 = 52^0,$

$N_1 = (80{,}52 - 4{,}75 \cdot 0{,}85) \cdot 0{,}788 + 54{,}22 \cdot 0{,}616 = 93{,}7\ ^t$

Punkt 2: $\alpha_2 = 53^0\,50',$

$N_2 = (76{,}45 - 4{,}22 - 2{,}9 \cdot 0{,}85) \cdot 0{,}807 + 54{,}22 \cdot 0{,}59 = 88{,}2\ ^t.$



Bemessung.

Punkt 1.

$M_1 = 13{,}77\ ^{mt}; \quad N_1 = 93{,}7\ ^t.$

Bestimmung des Schwerpunktes:

$f_1 = 34 \cdot 95 = 3230\ ^{cm^2}$

$f_2 = \frac{61}{2} \cdot 33 = 1010\ „$

$f_3 = 12{,}57 \cdot 15 = 188\ „$

$f_i = 4428\ ^{cm^2}$

$3230 \cdot \frac{95}{2} = 153000$

$1010 \cdot 76 = 76700$

$188 \cdot 100 = 18800$

$y = \frac{248500}{4428} = 56{,}2\ ^{cm}.$

Trägheitsmoment:

$J_1 = \frac{34}{3} \cdot (56{,}2^3 + 38{,}8^3) = 2660000\ ^{cm^4}$

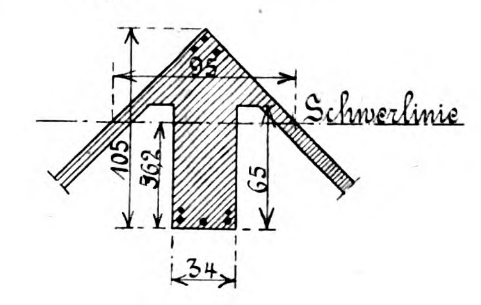
$J_2 = \frac{1}{36} \cdot 61 \cdot 33^3 + 1010 \cdot 19{,}8 = 81000\ „$

$J_3 = 188 \cdot 56{,}2^2 = 591000\ „$

$J = 3332000\ ^{cm^4}$

$W_{b1} = \frac{3332000}{38{,}8} = 85800\ ^{cm^3},$

$W_{b2} = \frac{3332000}{56{,}2} = 59300\ ^{cm^3},$



$\sigma_{bd} = \frac{1377000}{85800} + \frac{93700}{4428} = 37{,}6\ ^{kg}/_{cm^2},$

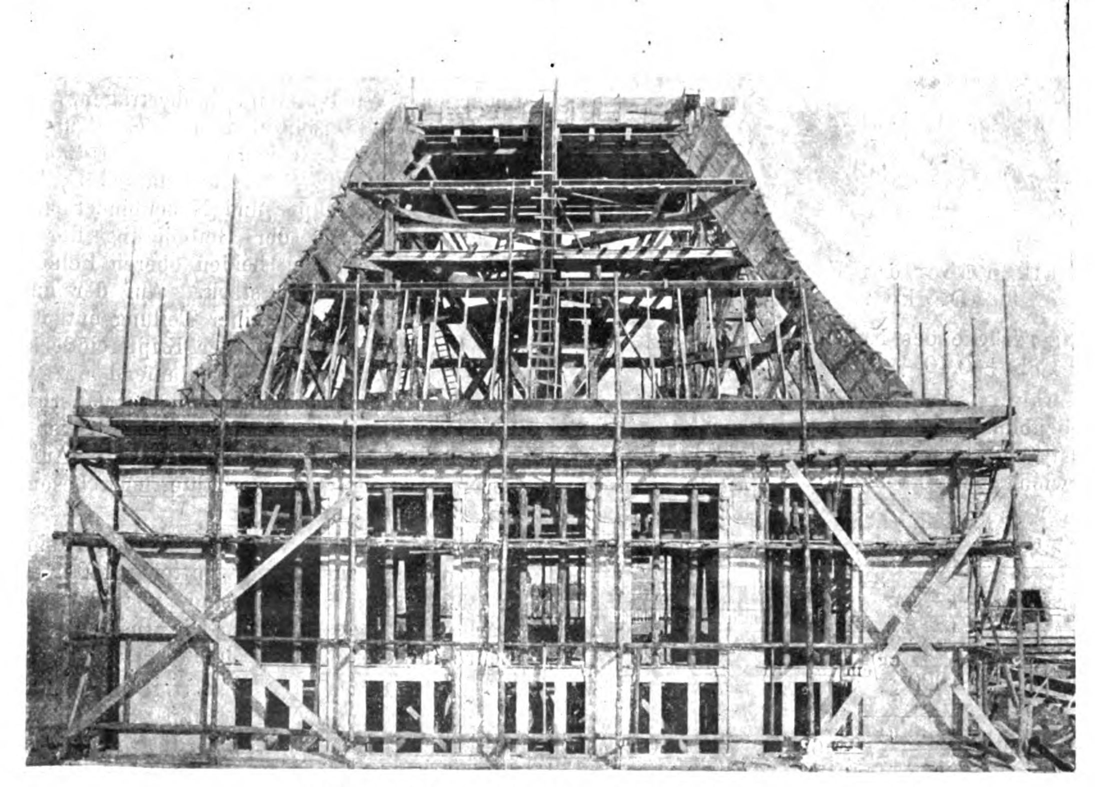


Abb. 9. *Schalung der Haupt- und Nebenbinder.*

$$\sigma_{bz} = -\frac{1377000}{59300} + \frac{93700}{4428} = -\ 2{,}0\ ^{kg}/_{cm^2},$$

$Z = {}^1/_2 \cdot 34 \cdot 2{,}0 \cdot 56{,}2 = 1910\ ^{kg}$.

Vorhanden ist:

$$f_e = \begin{cases} 3\ \text{Ⓓ}\ 22 = 11{,}40\ ^{cm^2} \\ 1\ \text{Ⓓ}\ 20 = \ \ 3{,}14\ \ „ \\ 1\ \text{Ⓓ}\ 14 = \ \ 1{,}54\ \ „ \end{cases}$$
$$16{,}08\ ^{cm^2}$$

$$\sigma_e = \frac{1910}{16{,}08} = 119\ ^{kg}/_{cm^2}.$$

Punkt 2.

$M_2 = 14{,}3\ ^{mt}$; $N_2 = 88{,}2\ ^t$.

Bei gleicher Abmessung wie vor ist:

$$\sigma_{bd} = \frac{1430000}{85800} + \frac{88200}{4428} = 37{,}6\ ^{kg}/_{cm^2},$$

$$\sigma_{bz} = -\frac{1430000}{59300} + \frac{88200}{4428} = -\ 4{,}25\ ^{kg}/_{cm^2}.$$

Ausgeführte Höhe ist etwas größer.

Berechnung der Hängestange.

Von Decke I ist eine Last zu übertragen von

$P = 20{,}57\ ^t$.

Gewählt sind $f_e = 4$ Ⓓ $26\ ^{mm} = 21{,}24\ ^{cm^2}$,

daher $\sigma = \dfrac{20570}{21{,}24} = 970\ ^{kg}/_{cm^2}.$

Zugstange:

Der Horizontalschub des Gratbinders ist:

$H = 54{,}22\ ^t$.

Die Seitenkraft ist $H_1 = \dfrac{54{,}22}{\sqrt{2}} = 38{,}4\ ^t$.

Vorhanden sind 5 Ⓓ $32\ ^{mm} = 40{,}2\ ^{cm^2}$,

$$\sigma = \frac{38400}{40{,}2} = 950\ ^{kg}/_{cm^2}.$$

Ankerplatte:

Gewählte Abmessungen $42\ ^{cm} \times 42\ ^{cm}$.

Der zentrische Druck beträgt:

$$\sigma = \frac{38400}{42 \cdot 42} = 21{,}7\ ^{kg}/_{cm^2}.$$

42 — 42 — 5 | 32 | 5

Bei $a = \frac{2}{3} \cdot 32 = 21{,}3$ ergibt sich nach Handbuch „Hütte“ I, S. 500:

$$d^2 = \frac{0{,}2275 \cdot 21{,}3^3 \cdot 21{,}7}{300} = 7{,}45,$$

$d = 2{,}72\ ^{cm}$.

Gewählt: $d = 2{,}8\ ^{cm}$.

VI. Der Balken über der Fensteröffnung (Decke I)

erhält die Auflagerdrücke des Nebenbinders

$l = 1{,}85 + 0{,}40 + 0{,}20 = 2{,}45\ ^m$.

1. Vertikalkräfte.

Von Nebenbinder A_1	$=$	$11{,}56\ ^t$
Mauerlast $0{,}32 \cdot 0{,}6 \cdot 1{,}6$	$=$	$0{,}306\ ^t/_m$
Eigengewicht $0{,}57 \cdot 0{,}6 \cdot 2{,}400$	$=$	$0{,}820$ „
		$1{,}126\ ^t/_m$,

$$M = \frac{11{,}56 \cdot 2{,}45}{4} + \frac{1{,}126 \cdot 2{,}45^2}{8}$$
$$= 7{,}92\ ^{mt},$$

$A_1 = 11{,}56$ t. — $l = 2{,}45$

für $\dfrac{\sigma_b}{\sigma_e} = \dfrac{30}{1000}\ ^{kg}/_{cm}$

ist $h - a = 0{,}49 \sqrt{\dfrac{792000}{50}} = 62\ ^{cm}$, $h = 70\ ^{cm}$,

und $f_e = 0{,}00228 \sqrt{792000 \cdot 50} = 14{,}2\ ^{cm^2}$.

Vorhanden $f_e = \begin{cases} 2\ \text{Ⓓ}\ 20\ ^{mm} = 6{,}03\ ^{cm^2} \\ 3\ \text{Ⓓ}\ 16\ \ „ \ \ = 6{,}28\ \ „ \\ 2\ \text{Ⓓ}\ 14\ \ „ \ \ = 3{,}08\ \ „ \end{cases}$

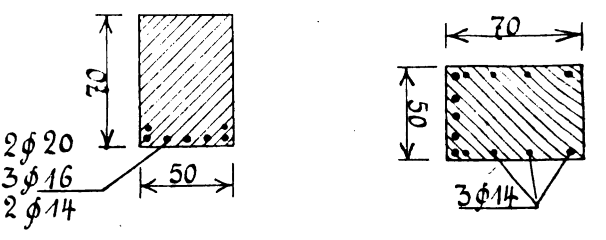
$$15{,}39\ ^{cm^2}.$$

2. Horizontale Biegung durch den Horizontalschub des Nebenbinders:

Winddruck wirkt günstig.

$X = 2{,}44\ ^t$,

$$M = \frac{2{,}44 \cdot 2{,}45}{4} = 1{,}49\ ^{mt}.$$



Doppelt bewehrt mit je 3 R. E. $14\ ^{mm}$:

$f_e = 4{,}62\ ^{cm^2}$

$f'_e = 4{,}62$ „

$f_e + f'_e = 9{,}24\ ^{cm^2}$,

$$x = -\frac{15 \cdot 9{,}24}{70} + \sqrt{1{,}98^2 + \frac{30}{70} \cdot 4{,}62 \cdot 50} = 8{,}16\ ^{cm},$$

$$\sigma_b = \frac{149000}{\frac{70 \cdot 8{,}16}{2} \cdot 44{,}28 + 15 \cdot 4{,}62 \cdot \frac{5{,}16}{8{,}16} \cdot 44} = 10\ ^{kg}/_{cm^2},$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 10 \cdot \frac{38{,}34}{8{,}16} = 730\ ^{kg}/_{cm^2},$$

$$\sigma'_e = 15 \cdot 10 \cdot \frac{5{,}16}{8{,}16} = \ 97\ ^{kg}/_{cm^2},$$

$\sigma_{b\ total} = 30 + 10 = 40\ ^{kg}/_{cm^2}$.

Für Biegung durch Winddruck kommt nur

$$W - X_a^w = 0{,}31\ ^t$$

in Betracht.

Die hierdurch entstehenden Spannungen sind ohne Belang.

Der jeweils auf eine Kuppelfläche wirkende Winddruck wird durch die erwähnten Zwischenkonstruktionen auf die zur getroffenen Fläche senkrecht stehenden Dachflächen als Windversteifung übertragen.

Konstruktionseinzelheiten der Kuppel zeigen die Abb. 6, 7 und 8. Der Fortgang der Bauausführung wird durch die Abb. 9—12 veranschaulicht. Abb. 9 zeigt die Schalung der Haupt- und Nebenbinder und Abb. 10 die Schalung während der Betonierung der Kuppel. Die Dachhaut ist in den beiden oberen Feldern $7\ ^{cm}$, in den unteren Feldern $8\ ^{cm}$ stark. Auf der unteren Schalung der Dachhaut sind in einer Teilung entsprechend der Anordnung der Längsnähte der Kupfereindeckung, Holzdübel aufgeheftet und darauf, gleichlaufend mit den Eiseneinlagen der Dachhaut, $2\ ^{cm}$ starke und $4\ ^{cm}$ breite Holzleisten befestigt und mit einbetoniert worden (Abb. 11). Außerdem sind in der Anordnung der Quernähte noch besondere Holzdübel eingesetzt und einbetoniert.

An diese Holzleisten und Dübel sind die Kupferplatten der Eindeckung mittels Hafter befestigt. Die Holzleisten und Dübel sind vor dem Aufbringen mit Karbolineum gestrichen. Die Leisten dienten auch als Lehre für die obere Dachhautschalung.

Abb. 11 zeigt die fertige Eisenbetonkuppel nach Beseitigung der oberen Schalung und Abb. 12 die Kuppel und die Laterne während der Kupfereindeckung. Auf eine besondere Isolierung zwischen Betonoberfläche und der Kupfereindeckung ist verzichtet worden. Für die

Kuppel ist Beton mit einem Mischungsverhältnis 1 Teil Portlandzement und 4 Teile Kies verwendet. Der Kies wurde gemischt aus 1 Teil Grubenkies und 4 Teilen Flußkies (Neißekies). Mit der Beseitigung der Schalung und Steifen wurde langsam vorgegangen; etwa 50 Tage nach Beendigung der Betonarbeiten war die Ausschalung der Kuppel beendet. Die mit Spannschlössern versehenen 5 R. E. 32 ^{mm} der Hauptbinderzugstangen sind dann soweit noch angängig angezogen und mit Beton umhüllt worden.

Bei der sehr freien Lage der Kuppel und den zur Zeit der Ausführung vorherrschenden starken Winden war die Herstellung der Schalung besonders schwierig.

Irgend welche Veränderungen der Kuppel haben sich nicht gezeigt.

Die untere Decke ist durch zwei kleine Diensttreppen zugänglich gemacht. Von hier führt eine eiserne Treppe weiter bis auf die Plattform des Kuppelaufbaues (Abb. 2, 3 und 4).

Die übrigen Dachkonstruktionen des Museums sind in Eisen ausgeführt.

Bei der Bearbeitung der Konstruktionen und der Ueberwachung der Ausführung hat sich der Stadtbaukommissar Heil verdient gemacht.

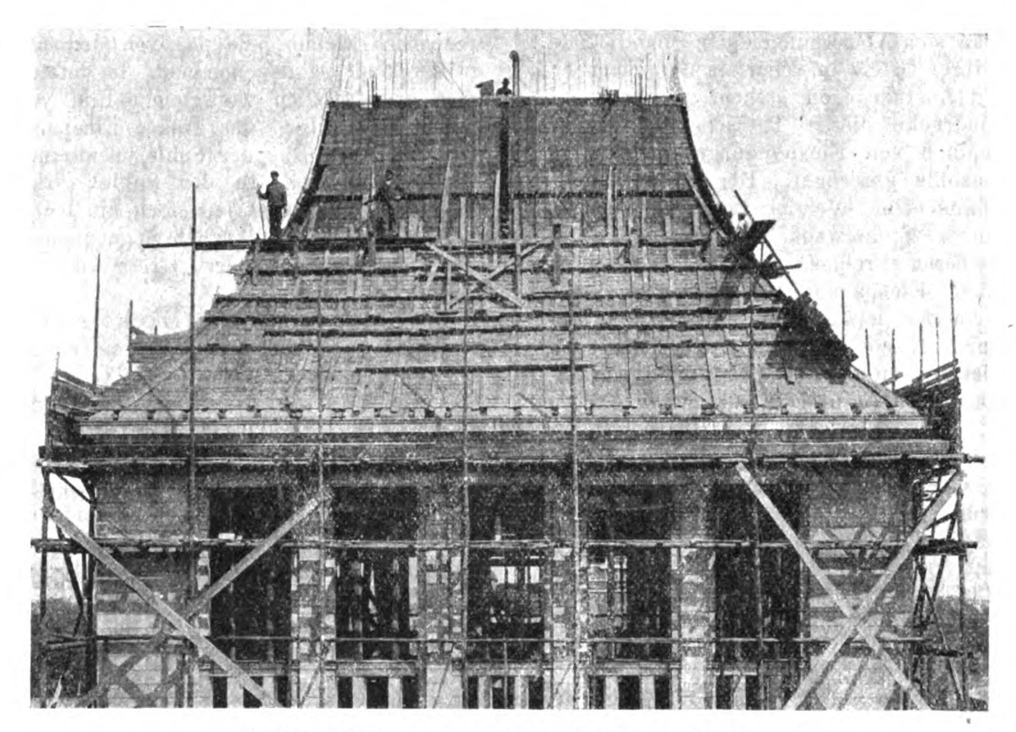


Abb. 10. *Schalung während der Betonierung der Kuppel.*

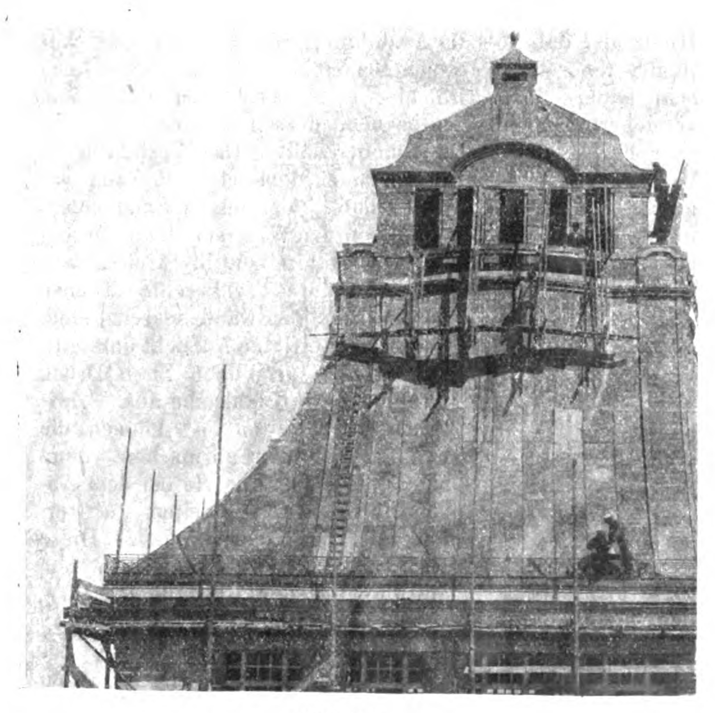


Abb. 11.
Eisenbetonkuppel mit Kuppellaterne nach Beseitigung der oberen Schalung.

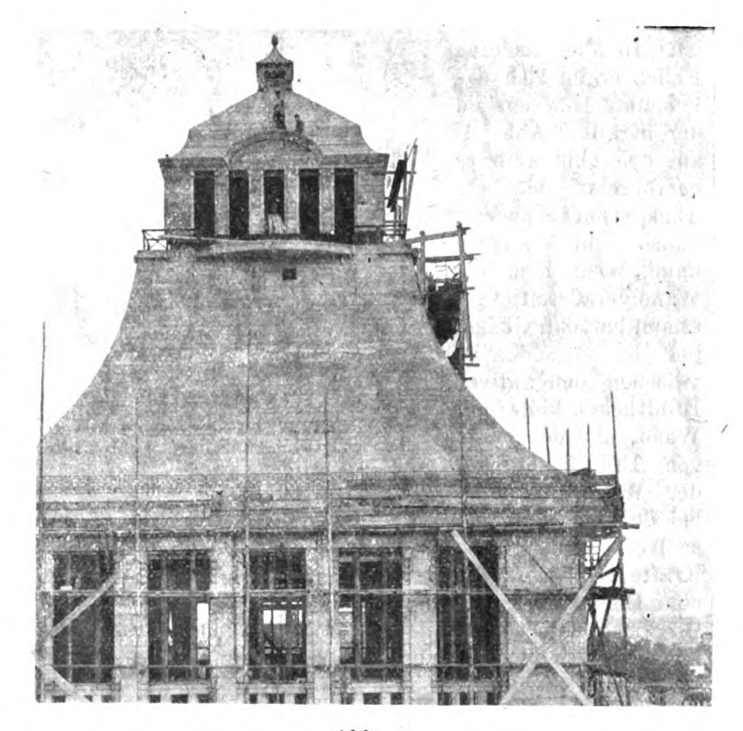


Abb. 12.
Ansicht der Kuppel während der Kupfereindeckung.

Einspannungsmomente bei Bollwerken.

Von Professor O. Franzius (Hannover).

Die Berechnung von Spundwänden bei Bollwerken oder Ufermauern führt bei größeren Tiefen häufig zu dem Erfolge, daß bei richtigem Ansatze der theoretisch gefundenen Erddrücke sich Abmessungen der Spundwände ergeben, die wegen ihrer Größe in scharfem Widerspruche zu älteren bewährten Ausführungen stehen. Wahrscheinlich unter dem Eindrucke dieser Tatsache wird jetzt häufig mit der Annahme von Einspannungsmomenten in der Nähe der Hafensohle gerechnet. Der Erfolg dieser Rechnungsart ist dann eine Verringerung des Hauptbiegungsmomentes in der Spundwand, und demzufolge die Zulassung eines kleineren Profiles. Vielfach wird auch mit nur einer halben Einspannung gerechnet. In der Literatur sind mir in der letzten Zeit die Arbeiten von Martin in Beton und Eisen XII/XIII 1916 und von Busemann in Armierter Beton Heft 10 1916 bekanntgeworden, in denen eine untere Einspannung angenommen wird.

Die Annahme einer Einspannung in der Nähe der Sohle ist aber für eine Spundwand nur dann zulässig, wenn in der Sohle ein so harter Widerstand vorhanden ist, daß dort mit dem Auftreten einer als Auflagerkraft wirkenden Einzelkraft gerechnet werden darf. Das ist z. B. der Fall bei Ausbildung einer Schleusenmauer als Spundwand mit unten vorhandener Schleusensohle aus Beton. Hier werden die beiderseitigen Spundwände der Kammer so gegeneinander abgestützt, daß die Einzelkraft in der Schleusensohle mit Sicherheit vorhanden ist. In allen anderen Fällen ergibt sich das bekannte Differenzbild der Kräfte, Abb. 1, aus dem ohne weiteres hervorgeht, daß ein Einspannungsmoment dann nicht eintreten kann, wenn man die Wand geradeso tief gerammt hat, daß Gleichgewicht vorhanden ist zwischen den aktiven Erddrücken hinter der Wand, und den passiven Erddrücken vor der Wand. Es sind bei dem Bilde Abb. 1 schlechterdings keine Kräfte vorhanden, die eine Einspannung bewirken könnten. Damit eine Einspannung möglich ist, ist es notwendig, das Vorhandensein einer weiteren Kraft hinter der Spundwand, also auf der Seite der aktiven Erddrücke und unterhalb des überschießenden passiven Erddruckes, nachzuweisen. Dieser Nachweis ist nur möglich, wenn entweder die Wand zu tief gerammt wurde, so daß gemäß Abb. 2 am Fuße der Spundwand und hinter ihr ein Druck in Richtung der aktiven oberen Drücke entsteht, oder, wenn die aktiven Erddrücke wesentlich kleiner, die passiven demzufolge entsprechend größer sind als angenommen. Im letzteren Falle entsteht aber grundsätzlich das gleiche Bild wie in Abb. 2. In beiden Fällen liegt das größte Einspannungsmoment aber nicht in der Nähe der Sohle, sondern in der Nähe der Spundwandspitze. In der Sohle wirkt dann von dem Einspannungsmoment nur noch ein Teil, seine Größe darf dann auch nicht willkürlich angenommen werden, sondern muß entsprechend der Größe der Kräfte berechnet werden.

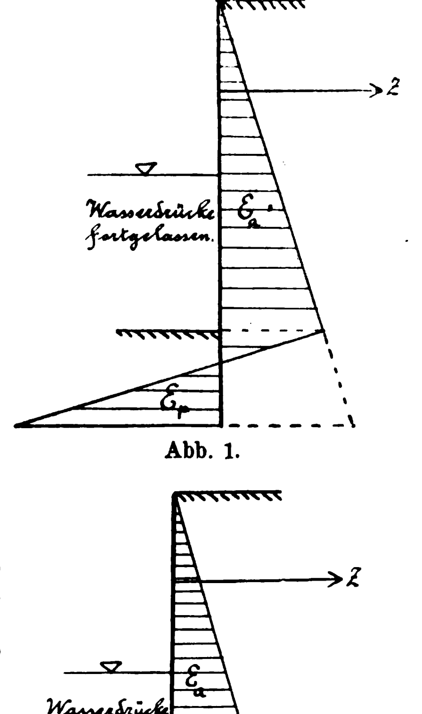


Abb. 1.

Abb. 2.

Gegen die willkürliche Annahme von Einspannungsmomenten wende ich mich, weil bei allgemeiner Einführung dieses Verfahrens die Gefahr vorliegt, daß eines Tages trotz vieler geglückter Ausführungen eine solche Berechnung die Ursache eines Unfalles sein könnte. Wenn man durch Vergleich mit geglückten ähnlichen älteren Ausführungen annehmen darf, daß die gemachten Erddruckannahmen zu ungünstig sind, dann ist der einzig richtige Weg, entweder eine Verkleinerung der Erddrücke oder eine Erhöhung der zulässigen Spannung anzunehmen. Von beiden Wegen ziehe ich den letzteren vor, weil die Festigkeit des verwendeten Materiales bekannt ist, man aber über die Minderungszahl des Erddruckes nichts Bestimmtes weiß. Es ist ja auch nachträglich schwer, festzustellen, ob die Haltbarkeit der Vorbilder auf der genügenden Materialfestigkeit, oder etwa geringem Erddruck beruht. Meist wird beides beteiligt sein. Wählt man aber als Hilfsmittel die Einführung eines Einspannungsmomentes, dann gibt man dem Bauwerke eine völlig falsche Spannungsverteilung, man rechnet mit Kräften, die nicht vorhanden sind.

Zu erwähnen ist noch der besondere Fall, den auch Herr Busemann in seinem Aufsatze nennt, der bei Ufermauern auf hohem Pfahlrost mit vorneliegender Spundwand gegeben ist. Hier bildet der vorhandene Wald von Pfählen für den abrutschenden Erdkörper ein solches Hindernis, daß von der Ausbildung des ganzen Erddruckes in der theoretisch errechneten Höhe nicht mehr die Rede sein kann. Man wird hier stets am besten mit einem verringerten Erddruck rechnen, dessen Mindergröße sich aber hinreichend genau angeben läßt. Das Verfahren ist bei hinreichend steifem Boden, zu dem ich auch Sand von mittlerer Korngröße, aber nicht ganz feinen Sand zähle, folgendes: Die Erde wird durch den Widerstand der Druck- und Zugpfahlreihen in Streifen zerlegt, die durch senkrechte Ebenen normal zur Spundwand begrenzt sind, vgl. Abb. 3, die eine Aufsicht darstellt. Die Streifen „a" üben ihren Druck direkt auf die Pfahlreihe aus. Zwischen den Streifen „a" können die Streifen „b" nur abrutschen, wenn sie die Reibung, die sie bei dem Abrutschen an den Streifen „a" erleiden würden, überwinden. Diese Reibungskraft ist abhängig von dem Mittelwert des aktiven Erddruckes, den die in lotrechter Ebene keilförmigen Streifen „a" und „b" aufeinander ausüben, und der Größe der Reibungsziffer des betreffenden Bodens. Es ist dabei anzunehmen, daß der aktive Erddruck als Mindestgröße für den in der Erde vorhandenen Druck angesehen werden darf.

Abb. 3.

Die von den Streifen „b“ ausgeübte Reibungskraft hängt dann mit an den Streifen „a“, so daß auch sie unmittelbar auf die Pfähle übertragen wird. Wegen der großen Biegungsfähigkeit darf man dann bei Holzpfählen annehmen, daß jeder Pfahl den gleichen Teil der auf eine Pfahlreihe ausgeübten Druckkraft aufzunehmen hat.

Ich lasse nach diesem Verfahren seit längerer Zeit mit gutem Erfolge Spundwände berechnen, nehme aber solche Bodenarten von diesem Verfahren aus, bei denen man befürchten muß, daß sich Zustände einstellen könnten, wie bei einer schweren Flüssigkeit, wo also eher hydraulische, als Erddruckzustände herrschen könnten. Je nach dem Abstande der Pfahlreihen ergibt sich, daß von dem ursprünglich rechnungsmäßig wirkenden Erddruck etwa $\frac{1}{2}$ bis $\frac{2}{3}$ unmittelbar auf die Pfähle übertragen wird. Will man sehr vorsichtig für die Spundwand rechnen, dann muß man ihr unter Entlastung der Pfähle auch noch den Teil der Belastung zurechnen, den sie aus dem Streifen „a“ unmittelbar erhält.

Hinweisen möchte ich noch darauf, daß allem anderen die genügende Tieframmung der Spundwand vorgeht. Unsere Kenntnis des passiven Erddruckes ist noch so unvollkommen, daß die größte Gefahr für die Wand in dem Mangel an genügendem Widerstand an ihrem Fuße gegeben ist. Es ist besser, eine Wand, besonders wenn es sich um eiserne Wände handelt, sehr hoch hinsichtlich ihrer Biegungsspannung zu beanspruchen, als an Länge zu sparen. Es tritt in der Praxis oft genug der Fall ein, daß man durch irgendwelche Umstände gezwungen ist, sich mit geringeren Maßen zu begnügen, als man ursprünglich für erforderlich hielt. Das sollte nicht sein, ist aber leider oft genug so. In allen solchen Fällen ist es dann stets zu empfehlen, ruhig eine Spannung in einer eisernen Wand von vielleicht 2400 $^{kg}/_{qcm}$ oder sogar noch mehr zuzulassen, als etwa die Einrammungstiefe zu mindern. Wir haben es ja in der Regel mit völlig ruhenden Lasten zu tun, Umkehrungen des Spannungszustandes können nicht eintreten, selbst ein Hinausgehen über die Elastizitätsgrenze ist deshalb völlig ungefährlich. Voraussetzung ist natürlich, daß auch das für die Spundbohle angegebene Trägheitsmoment auch wirklich in ganzer Größe vorhanden ist, bei allen Profilen ist das ja bekanntlich nicht der Fall.

Bei allen Berechnungen von Spundwänden ist zu bedenken, daß wegen der Unsicherheit der wirkenden Kräfte eine zu feine mathematische Behandlung keinen großen Erfolg hat, daß es aber gerade deshalb, weil die Kräfte leicht bei aktiven größer, bei passiven kleiner sein können, als man annahm, völlig darauf ankommt, daß man die Kräfte richtig ansetzt. Momente, wie die eingangs genannten Einspannungsmomente aber anzusetzen ohne gleichzeitigen Nachweis ihrer Herkunft ist fehlerhaft, beruht in dem vorliegenden Falle auf einem gefühlsmäßigen Denken, dem die kritische Nachprüfung fehlt. Ich nenne die Auffassung der Annahme eines unteren Einspannungsmomentes bei verankerter Wand gefühlsmäßig, weil sie auf einer älteren Vorstellungsreihe beruht, die in der unverankerten Wand ihren Ursprung hat. Bei der unverankerten Wand ist eine solche Einspannung gegeben, die irrige Schlußfolgerung ist nun die, daß die Verankerung **nicht** die Einspannung aufhöbe. Diese Folgerung ist in dem Falle richtig, in dem wir eine bereits frei unverankert stehende Wand verankern, oder wenn wir, wie bereits erwähnt, eine verankerte Wand zu tief rammen. Es liegt dann aber immer das Einspannungsmoment fast an dem Fuße der Wand. Eine theoretisch richtig berechnete Wand gleicht aber einer nachträglich verankerten ursprünglich freistehenden Wand, von der man den größeren Teil des bis unter die Sohle gerammten Teiles abgeschnitten hat, Abb. 4. Gerade der Teil, der ursprünglich den hinter der Wand liegenden passiven Erddruck aufnahm, durch den erst die Einspannung erzielt wurde, fehlt jetzt. Das ergibt sich auch aus den Abmessungen einer verankerten und unverankerten Wand. Eine unverankerte Wand ist meist so tief unter die Sohle gerammt, wie sie darüber hinausragt (alte Bauernregel), z. B. 3 ^{m} unter, 3 ^{m} über der Sohle, zusammen 6 ^{m}. Mit 3 ^{m} Rammtiefe unter der Sohle kann man aber eine verankerte Wand von fast 10 ^{m} Höhe über der Sohle unter normalen Verhältnissen bauen, bei nur 3 ^{m} über der Sohle braucht eine verankerte Wand nicht mehr als vielleicht 1 ^{m} unter der Sohle, 2 ^{m} sind dann theoretisch fortgeschnitten. Der ganze Fall ist auch insofern lehrreich, als er zweifellos das Gebiet ererbter Anschauungen berührt, also durch die Tätigkeit des Unterbewußtseins erklärt werden kann. Die Vorstellung von der Wirkung eines Einspannungsmomentes bei einem eingerammten Pfahle, an dessen Kopf ein Zug in wagerechter Richtung wirkt, hat sicherlich auch der völlig theorielose primitiv denkende Mensch. Ich halte sie für einen durch Jahrhunderte oder Jahrtausende gefestigten geistigen Besitz, der im Unterbewußtsein untergetaucht ist, um dann wie alle Instinkte unbewußt wieder in das Bewußtsein emporzutauchen. Dem neueren „unnatürlichen“ Verfahren der verankerten Wand gegenüber hält nun das natürliche Empfinden zuerst an der ererbten Vorstellung des unteren Einspannungsmomentes fest. So ist es mir früher ergangen und wird es den Meisten heute zuerst auch noch ergehen. Die Aufgabe unserer modernen wissenschaftlichen technischen Erziehung ist es nun, den Menschen zur jederzeitigen Selbstprüfung solcher Vorstellungen zu erziehen, die vielleicht um so notwendiger sein kann, je mehr die Vererbung, wie z. B. bei alten Ingenieurfamilien, eine Rolle spielen dürfte.

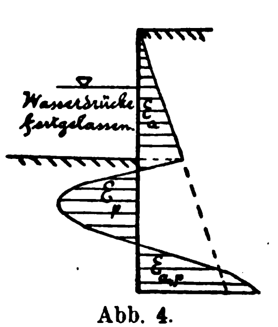


Abb. 4.

Kleine Mitteilungen.

Angelegenheiten des Vereins.

Versammlungsbericht.

Vereinsversammlung am 11. Juli 1917.

Vorsitzer: Herr Schleyer. Schriftführer: Herr Mohr.

Anwesend: 12 Mitglieder.

Auf die Anfrage des Verbandes, ob den Vereinen, welche infolge des Krieges die Verbandsbeiträge nicht zahlen können, die geschuldeten Beträge, soweit sie aus den von ihnen im Felde stehenden Mitgliedern nicht eingegangenen Vereinsbeiträgen sich ergeben, niedergeschlagen oder gestundet werden sollen, wird unter Anerkennung der Dringlichkeit schriftlicher Abstimmung beschlossen, nur die weitere Stundung zu empfehlen, worin ein genügendes Entgegenkommen liege. Sollte jedoch die Mehrheit der Verbandsvereine für Niederschlagung der geschuldeten Beiträge stimmen, so wird erwartet, daß die

Verbandskasse denjenigen Vereinen, welche für sämtliche Mitglieder die Verbandsbeiträge bereits bezahlt haben, die Summen zurückzahlt, welche auf diejenigen Mitglieder entfallen, deren Vereinsbeiträge nicht eingezogen sind. — Der Antrag der Firma Gebrüder Jänecke, auf die Vertragspreise für Herstellung unserer Zeitschrift einen Teuerungszuschlag von 40 Proz. zu gewähren, wird mit Rücksicht auf die finanzielle Lage des Vereins, dessen Einnahmen in erheblichem Umfange ausbleiben, nur insofern statt gegeben als 25 Proz. Zuschlag bewilligt werden. — Die Frage, ob eine Dame Mitglied unseres Vereins werden könne, was nach den Satzungen nicht unzulässig, darin aber auch nicht vorgesehen ist, wird grundsätzlich dadurch entschieden, daß Fräulein K. Pfeiffer, cand. arch. aus Halle a. d. S., einstimmig als außerordentliches Mitglied aufgenommen wird. — Auf den Vereinsbeschluß vom 28. März d. J. (vgl. Heft 4, Seite 205 der Zeitschrift) hat der Vorstand in Sachen der neuen Keksfabrik hierselbst an Herrn H. Bahlsen ein auch in hiesigen Tageszeitungen veröffentlichtes Schreiben gerichtet, in welchem der Verein seine ernsten Bedenken gegen Hoetgers Entwurf der Tet-Stadt ausspricht und die Veranstaltung eines Wettbewerbes empfiehlt. Der Vorstand hat darauf keine Antwort erhalten, wohl aber der „Altsachsenbund", der eine ähnliche Erklärung abgegeben hatte. Ihm hat Herr Bahlsen geantwortet, man solle die Sache nur dem Genie des Prof. Hoetger überlassen; offene Fragen würden sich während der langen Bauzeit von selbst klären. Von Wettbewerben halte er nichts, sonst hätte er diesen Weg von Anfang an beschritten. Die beanstandeten flachen Dächer seien durch die Technik bedingt, daher von ihm verlangt. Den scharf ablehnenden Urteilen über Hoetgers Entwurf von Exz. Hinckeldeyn (Berlin) und Prof. Hoegg (Dresden), welche Herr Schleyer mitteilt, steht eine schriftliche Aeußerung des Herrn Knoch gegenüber, der die Tet-Stadt verteidigt. Da das Vorgehen des Vereins in Hannover erfolglos war, soll die deutsche Fachwelt zur Stellungnahme veranlaßt werden durch Veröffentlichung einer von Prof. Kanold mit erquickender satirischer Schärfe verfaßten, die wenigen guten Seiten des Entwurfes anerkennenden, im ganzen aber vernichtenden Kritik, welche möglichst in der „Deutschen Bauzeitung" unter Beigabe der Abbildungen aus der Begleitschrift zum Hoetgerschen Entwurf erscheinen soll. — Dem Antrage des Prof. Schütte in Hildesheim, der Verein wolle im Interesse der kriegsbeschädigten Bauhandwerker die Förderung des von ihm geplanten und in Hannover zu errichtenden Baumuseums, welches mit Modellen hervorragender Baudenkmäler auszustatten sei, in die Hand nehmen und durch Entsendung eines Delegierten auf den bevorstehenden Denkmalpflegetag in Augsburg unterstützen, kann noch nicht entsprochen werden, weil die Sache noch nicht genügend bekannt und geklärt sei. Es soll jedoch Herr Siebern, der als Provinzialkonservator ohnehin nach Augsburg gehen würde, ersucht werden, daselbst den Verein zunächst zur Information zu vertreten und demnächst zu berichten.

Schluß der Sitzung $10^3/_4$ Uhr.

Zeitschriftenschau.

A. Hochbau,

bearbeitet von Professor Dr.-Ing. Michel in Hannover.

Kunstgeschichte und Aesthetik.

Das altägyptische Wohnhaus im 14. Jahrhundert v. Chr.; von Geheimrat Prof. Dr. Ludwig Borchardt. — Mit 62 Textabb. u. 7 farbigen Abb. im Atlas. (Z. f. Bauw. 1916, S. 509.)

Schloß Konradsheim im Kreise Euskirchen; von Reg.-Bmstr. P. Thomas. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1917, S. 25.)

Die Stadtbefestigung von Neubrandenburg; von Karl Mühlke. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1917, S. 1.)

Das römische Theater in Mainz; von Neeb. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1917, S. 6.)

Die Wipertikrypta und die Unterkirche der Abtei in Quedlinburg; von Dr.-Ing. Hölscher. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 76.)

Deutsche Holzbaukunst in den Harzstädten; von Hugo Hartung. — Mit Abb. (Zentralbl. der Bauverw. 1917, S. 67.)

Joseph Furttenbach der Aeltere als Theater- und Schulhausbaumeister; von Adolf Doebber. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 57.)

Die Tätigkeit des Wessobrunner Stuckators Johann Michael Feichtmayr in Württemberg; von Dr.-Ing. Willy P. Fuchs in Stuttgart. Ein Beitrag zur Charakterisierung der Kunst der Gebrüder Feichtmayr aus Wessobrunn. — Mit Abb. und Bildbeilage. (Deutsche Bauz. 1917, S. 81.)

Hölzerne Totentafeln und Grabmäler; von Reg.-Bmstr. Huntemüller. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1917, S. 17.)

Das Berliner Wohnhaus; von Reg.-Bmstr. Albert Gut. Beiträge zu der Geschichte und der Entwicklung in der Zeit der landesfürstlichen Bautätigkeit (17. und 18. Jahrhundert). Mit einer Einleitung „Vom Berliner Wohnhaus im Mittelalter". — Mit Textabb. und Abb. im Atlas. (Z. f. Bauw. 1917, S. 67.)

Ziegel mit Darstellungen; von Prof. Oelenheinz. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1917, S. 29.)

Oeffentliche Bauten.

Gebäude für kirchliche Zwecke. Evangelische Kirche in Nürnberg-Lichtenhof. Abb. von Wettbewerbs-Arbeiten. (Deutsche Konkurr. Heft 375; Bd. 32, Heft 3.)

Der Umbau der Jakobi-Kirche in Chemnitz. Architekten: Schilling & Graebner. — Mit Abb. und Bildbeilage. (Deutsche Bauz. 1917, S. 85.)

Liebfrauenkirche in Wolf an der Mosel; von Dr.-Ing. Hans Vogts. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1917, S. 27.)

Die Johanneskirche in Gnesen, ihre Geschichte und ihre Instandsetzung; von Reg.-Bmstr. Reck. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1917, S. 33.)

Neue Zionskirche in Dresden. Architekten: Schilling & Graebner. — Mit Abb. u. Bildbeilage. (Deutsche Bauz. 1917, S. 21.)

Evang. Kirche in Allenstein. Abb. von Wettbewerbs-Arbeiten. (Deutsche Konkurr. Heft 378; Bd. 32, Heft 6.)

Kirche und Pastorat zu Groß-Flottbeck bei Hamburg. Architekten Raabe & Wöhlecke. — Mit Abb. (Neudeutsche Bauz. 1917, S. 9.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Professor W. Schleyer.

Druck von Gebrüder Jänecke. Hannover.

ZEITSCHRIFT

für

Architektur und Ingenieurwesen.

Herausgegeben

von dem

Vorstande des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.

Schriftleiter: Geheimer Baurat Professor **W. Schleyer** in Hannover.

Jahrgang 1917. Heft 6.

(Band LXIII. Band XXII der neuen Folge.)

Erscheint jährlich in sechs Heften.

Jahrespreis 22 Mark 60 Pfg.

Der Verkaufspreis der Zeitschrift beträgt im Buchhandel 22.60 Mark, für Mitglieder des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine 14.00 Mark, für Studierende der Technischen Hochschulen 9.60 Mark.

Inhalt:

Wiesbaden.

C. W. Kreidel's Verlag.

1917.



ZEITSCHRIFT

für

Architektur und Ingenieurwesen.

Herausgegeben

von dem Vorstande des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.

Schriftleiter: Professor **W. Schleyer**, Geheimer Baurat.

Jahrgang 1917. Heft 6. (Band LXIII; Band XXII der neuen Folge.)

Erscheint jährlich in 6 Heften. Jahrespreis 22,60 Mark.

Bauwissenschaftliche Abhandlungen.

Das lebende Bild als Anschauungsmittel für den Unterricht in der Statik.

Von Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne (Diedenhofen).

Die technische Wissenschaft ist wie keine andere auf die Anschauung, die greifbare Darstellung gedanklicher Begriffe durch die Zeichnung, angewiesen. Die Zeichnung ist die Sprache des Ingenieurs. Wenn auch der Ingenieur seine Aufgaben oft auf rein rechnerischem Wege zu lösen vorzieht, so verzichtet er dabei nicht auf das Anschauungsmittel der Zeichnung. Was dem Laien schwer möglich ist, vermag der Techniker infolge seiner Ausbildung, er stellt seine Rechnungen mit Hilfe des seinem geistigen Auge vorschwebenden Bildes an und greift nur zur Erleichterung der Gedankenarbeit oder zur Sicherheit auf das Hilfsmittel der Skizze zurück. Nur bei schwierigeren Aufgaben kann auch er eine genaue Zeichnung nicht vermissen.

So hat sich denn in der statischen Wissenschaft ein besonderer Zweig, die graphische Statik, herausgebildet. Insbesondere von dieser soll im folgenden die Rede sein. Die Beschränkung auf das Zeichenblatt macht die Darstellung oft verwickelt und erschwert dem Anfänger die Anschauung. Namentlich wenn es sich um Bewegungsvorgänge handelt, bilden die zeichnerischen Darstellungen nur Notbehelfe, erst nach verwickelten Gedankenvorgängen bildet sich die eigentliche Vorstellung heraus. Da ist das lebende Bild ein willkommenes Hilfsmittel zur Darstellung der Bewegung, das noch nicht genügend gewürdigt zu sein scheint.

Ein bewegtes Bild ist anschaulicher als ein ruhendes. Das Bild der Biegungslinie eines halb eingespannten Trägers auf zwei Stützen mit gleichmäßiger Belastung (Abb. 1) ist an sich einfach und für jedermann genügend verständlich. Läßt man aber im lebenden Bild durch langsames Anwachsen der Belastung von 0 ausgehend die Durchbiegung vor den Augen des Zuschauers entstehen, so wird sich infolge der Bewegung deutlich — deutlicher als beim Anblick der vollendeten Durchbiegung — zeigen, wo der Wendepunkt liegt und wo die größte Durchbiegung stattfindet. Die Zunahme der Belastung wird durch Vergrößerung der Belastungshöhe verdeutlicht. Natürlicherweise ist die Durchbiegung in verzerrtem Maßstabe zu zeichnen.

Abb. 1. *Biegungslinie eines einseitig eingespannten Balkens auf zwei Stützen.*

Aus der Darstellung eines Fachwerkes in durchgebogenem Zustande ist, wenn gleichzeitig der unbelastete Zustand dargestellt ist, nur die Größe der Formänderung zu ersehen. Läßt man im lebenden Bild die Durchbiegung sich bilden, so erkennt man nicht nur ihre Größe, sondern gleichzeitig auch aus der Verkürzung oder Verlängerung die Art der Beanspruchung der Fachwerkstäbe. Durch leichtes Ausknicken bei der Höchstbelastung kann man die Druckstäbe noch besonders kenntlich machen. Die stetige Zunahme einer Einzellast wird wie in Abb. 2 handgreiflich vor Augen geführt.

Abb. 2. *Darstellung der Spannkräfte und der Formänderung eines Fachwerkes.*

Der Zweck der bewegten Darstellung, das statische Gefühl durch die Anschauung zu stärken, wird besonders bei den statisch unbestimmten Tragwerken erfüllt. Es wird z. B. lehrreich sein, wenn man den Zweigelenkrahmen mit steifen Ecken in Abb. 3 unter dem stetig anwachsenden Winddruck sich verziehen und beim Nachlassen desselben in seine ursprüngliche Lage zurückkehren sieht.

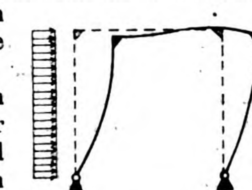


Abb. 3. *Formänderung eines Zweigelenkrahmens infolge Winddruck.*

Belehrend ist es ferner, in einem Balken gleichzeitig mit der Durchbiegung das Entstehen und Wandern der Linien, welche den Verlauf der Hauptspannungen angeben, zu verfolgen. Dasselbe gilt von den Linien gleicher senkrechter

Druckspannung in den wagerechten Fugen einer auf Wasserdruck beanspruchten Mauer. Abb. 4a zeigt die Spannungslinien in dem Mauerquerschnitt infolge Eigengewichtsbelastung. Beim allmählichen Steigen des Wasserspiegels ziehen sich die Linien in der Richtung auf II auseinander, wo ein Teil verschwindet. Gleichzeitig findet eine Drehung im Sinne des Uhrzeigers statt. (Abb. 4b und c.) Nachdem die noch sichtbaren Linien die Wagerechte durchlaufen haben, beginnen aus den Ecken I und II neue Linien scheinbar herauszuquellen (Abb. 4d) und sich unter fortwährender Verdichtung nach oben zu schieben. (Abb. 4e.) Wenn der Untergrund

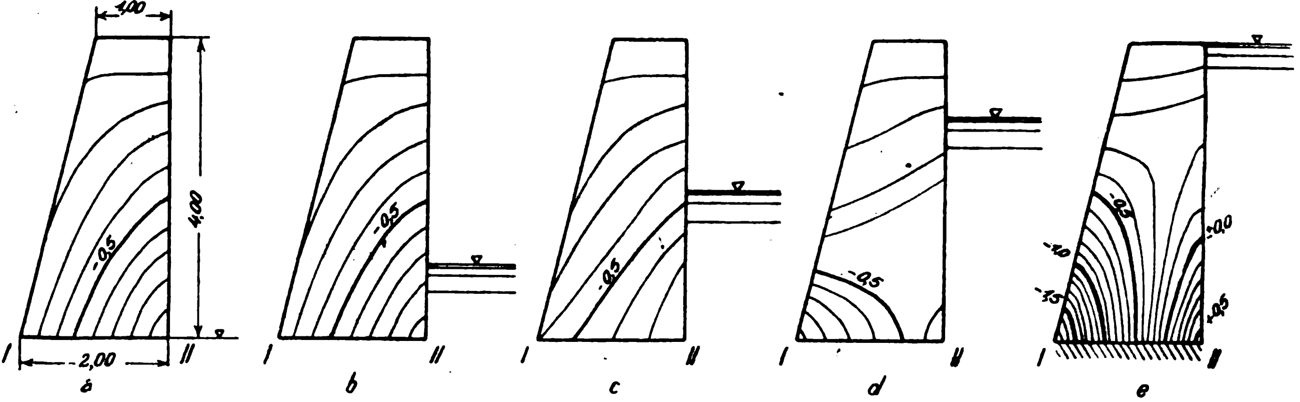
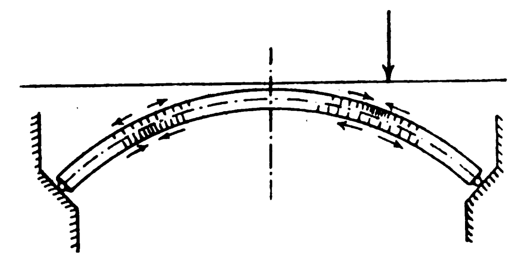


Abb. 4. *Wandern der Spannungslinien in einer Staumauer.*

Zugspannungen aufnehmen kann (Mauerwerk), so treten zum Schluß die Zugspannungslinien aus der Ecke II heraus. Legt man die Flächenabschnitte zwischen den Spannungslinien je nach Größe der Spannung mit verschieden starken Farbentönen an — die Druckspannungen rot, die Zugspannungen blau —, so wird die Anschaulichkeit noch gesteigert.

Die Aenderungen der Randbiegungsspannungen in einem vollwandigen Zweigelenkbogen infolge einer wandernden Last stellt man dar durch Zusammen- oder Auseinanderrücken von Punkten oder Linien, je nachdem es sich um Druck- oder Zugspannungen handelt. (Abb. 5.)


Abb. 5. *Spannungsänderungen in einem vollwandigen Zweigelenkbogen infolge Lastverschiebung.*

Auch durch Dunkler- oder Hellerwerden der Farbentöne läßt sich eine anschauliche Wirkung erzielen, wobei der spannungslose Zustand weiß bleibt.

Bisher wurde von der Darstellung tatsächlicher oder gedachter Bewegungsvorgänge gesprochen, die Wiedergabe erstreckt sich aber auch auf die Bewegungen mathematischer Zeichnungen und führt ihre Bedeutung klarer vor Augen.

Eine Beziehung zweier Veränderlichen von der allgemeinen Form $z = f(x, y)$ läßt sich durch drei Verfahren darstellen*): 1. durch eine Fläche im Raum, wobei die drei Kanten eines Würfels das Achsenkreuz bilden; 2. durch eine Schar Linien, von denen jede den Zusammenhang zwischen nur zwei Veränderlichen, z. B. x und y für je einen bestimmten, für jede Linie gleichbleibenden Wert von z gibt; 3. durch Doppelmaßstäbe.

Für die Wiedergabe im lebenden Bild geeignet ist das zweite Verfahren, vereinigt mit einem Doppelmaßstab. In einem Achsenkreuz mit den Achsen x und y ist eine Schar von krummen Linien (Hyperbeln) $z = xy$ für je einen Wert von z aufgetragen. (Abb. 6.) Das Wandern der Hyperbel infolge Veränderung der Größe z läßt sich leicht im lebenden Bild zeigen. Um einen Maßstab für z zu erhalten, bewegt sich auf einer besonderen Linie mit Maßeinteilung ein Pfeil entsprechend der Veränderung der Hyperbel fort. Damit ist die Anwendungsmöglichkeit für die Aufzeichnung der Momenten- und Querkraftsflächen eines Tragwerkes für eine bewegte Last oder Lastengruppe gegeben. Zur Berechnung der durch eine Lastengruppe hervorgerufenen Größtmomente und Querkräfte wird bei statisch unbestimmten Tragwerken in der Regel wie folgt

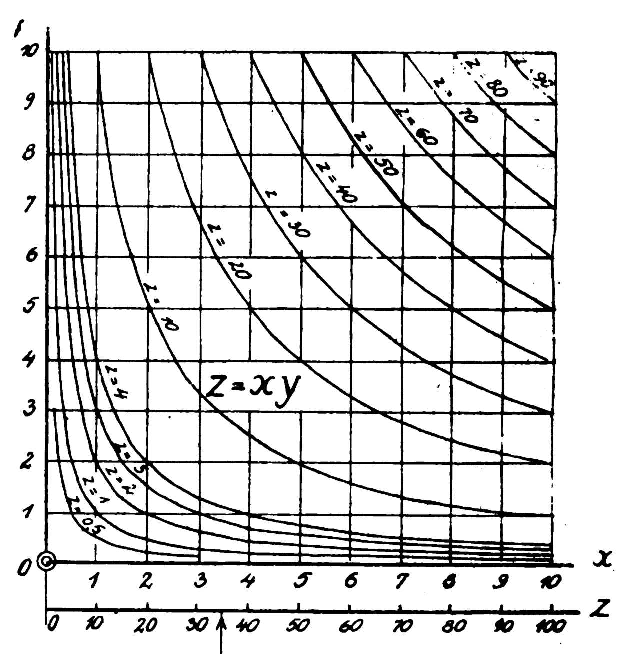


Abb. 6. *Bewegung der Hyperbeln $z = xy$ infolge Aenderung der Größe z.*

vorgegangen: Nachdem für verschiedene Punkte des Tragwerkes die Einflußlinien gezeichnet worden sind, werden durch Verschieben der Lastengruppe die entstehenden Größtmomente für verschiedene Punkte ermittelt und zu einer Größtmomentenlinie zusammengestellt. Diese Berechnungsweise ist zwar nicht schwierig, aus dem fertigen Ergebnis läßt sich aber nur schwer der Weg erkennen, auf dem es entstanden ist. Anders beim lebenden Bild:

Die Momentenfläche liegt bei unbelastetem Träger zu einer geraden Linie, der wagerechten Achse, zusammen-

*) Vgl. v. Pirani, Graphische Darstellung in Wissenschaft und Technik, Sammlung Göschen, Band 728.

geschrumpft da. Auf ihr sind in gleichen Abständen kleine Kreise angebracht, deren Bedeutung sofort ersichtlich wird. Sobald die Lastengruppe auf den Träger übertritt, beginnt sich die Momentenfläche zu heben und schwillt bei weiterem Fortschreiten der Lastengruppe immer mehr an, die erwähnten kleinen Kreise mit sich führend. Die Kreise legen — ähnlich dem Eisenstäbchen eines Wärmegradmessers - die Größtmomentenlinie fest, sie werden beim Anwachsen der Momente mitgenommen, beim Zurückgehen derselben bleiben sie jedoch an dem höchsten bisher erreichten Punkte stehen. Hat die Lastengruppe das Tragwerk überschritten, so hat man die Momentenänderungen an den einzelnen Stellen sich entwickeln sehen, fest bestehen bleibt zum Schluß die im Verlauf einer halben Minute entworfene, in einer Punktreihe verlaufenden Größtmomentenlinie.

Nicht minder lehrreich ist die Veranschaulichung der Momentenflächen, Querkraftflächen, des Verlaufes der Biegungslinie beim Balken auf drei Stützen infolge Senkung der Mittelstütze. Abb. 7 zeigt die übliche Darstellungsweise. In welch vorteilhafter Weise das lebende Bild denselben Vorgang dem Verständnis näher rückt, vermag sich jedermann selbst auszumalen.

Abb. 7. *Einfluß von Stützensenkungen beim Balken auf drei Stützen.*

Die Aenderungen der Spannkräfte in einem Fachwerk infolge einer bewegten Last werden durch farbige Bänder, welche mit dem Wachsen der Spannkraft an Breite zunehmen und mit dem Vorzeichen derselben ihre Farbe und ihre Lage zur Stabachse wechseln, an sämtlichen Stäben gleichzeitig kenntlich gemacht. (Abb. 8.) Bemerkenswert ist die wechselnde Belastung der Schrägstäbe, namentlich wenn es sich um ein Tragwerk nach Abb. 9 handelt, wo bekanntlich die Kräfte in den Schrägstäben häufig zwischen Zug und Druck pendeln. Man vergleiche hiermit die unübersichtliche Ermittlung der Spannkräfte durch Rechnung in Zahlentafeln oder durch Einflußlinien.

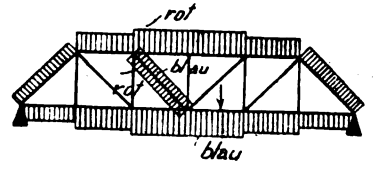


Abb. 8. *Aenderung der Spannkräfte eines Fachwerkes infolge Lastverschiebung.*

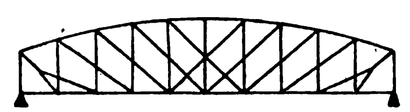


Abb. 9. *Parabelträger mit doppelter Wandgliederung.*

In den vorstehenden Ausführungen sind nur einige Beispiele herausgegriffen worden, deren Zahl sich beliebig vergrößern läßt. Doch dafür ist Zeit und Gelegenheit genug, wenn die obigen Anregungen für den Unterricht in der Statik Anwendung finden werden.

Die Herstellung der lebenden Bilder dürfte nicht so schwierig sein, wie es im ersten Augenblick den Anschein hat. Die Hauptabschnitte des Bewegungsvorganges werden auf einer fortlaufenden Rolle glatten weißen Papiers in schwarzer Tusche entworfen, die Zwischenstufen können von jedem Zeichner eingefügt werden. Vorteilhaft wird es sein, alle sich gleichbleibenden Teile der Zeichnung durch Druck zu vervielfältigen. Die Zeichnungen werden einzeln aufgenommen, indem die Rolle allmählich abgewickelt wird. Durch maschinenmäßige Verbindung der Rolle mit dem Triebwerk der Aufnahmevorrichtung läßt sich ein gleichläufiges Zusammenarbeiten beider erreichen. Die Bewegungsvorgänge werden vorwärts und rückwärts aufgenommen, um ein fortlaufendes Band von Bildern ohne Sprünge zu erhalten, das beliebig oft vorgeführt werden kann.

Die Verteilung der Pfähle im Pfahlrost.

Von Baumeister Schätzler, Dipl.-Ing. (Hamburg-Cuxhaven).

Es stehen zwei Verfahren zur Lösung der durch die Ueberschrift gestellten Frage zur Verfügung. Das eine verwendet die sog. Trapezregel, das andere rührt von Jacoby[1]) her und ist abgeleitet aus den elastischen Eigenschaften des Pfahlbaustoffs. Die beiden Verfahren geben nur in einem Sonderfall, wie später ersichtlich, übereinstimmende Ergebnisse; in der Regel weichen diese recht erheblich voneinander ab. Es wird deshalb vielfach für den Nachweis der Standsicherheit die Berechnung nach beiden Verfahren verlangt; die ungünstigeren Ergebnisse sind dann der Ausführung zugrunde zu legen.

Zweck der nachfolgenden Untersuchungen ist, die Unstimmigkeiten aufzuklären und zu beseitigen. Die Kenntnis beider Verfahren wird vorausgesetzt. Sie werden deshalb nur in Umrissen geschildert. Vorweg wird bemerkt, daß beide Verfahren sich nur mit den lotrechten Kräften befassen. Ueber die Berücksichtigung wagerechter Kräfte werden am Schlusse des Aufsatzes besondere Angaben gemacht.

I. Das ältere Verfahren, einfach Trapezregel genannt:

Wenn eine senkrechte Kraft N die Grundfläche eines im wagerechten Querschnitt rechteckigen Mauerkörpers von der Länge b und der Breite gleich der Längeneinheit im Abstand e von dem Schwerpunkt S der Grundfläche trifft, so sind die durch den exzentrischen Lastangriff hervorgerufenen Randspannungen

$$\sigma = \frac{N}{b}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right)$$

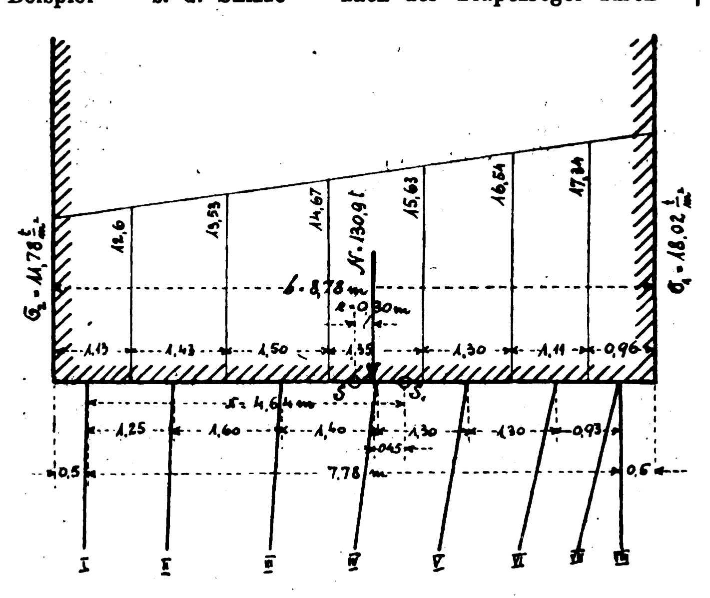
[1]) E. Jacoby, Dozent für Wasserbau an der Techn. Hochschule in Riga, „Zur Berechnung von Pfahlrostgründungen" („Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst", Jahrg. 1909, S. 840 u. f.).

Je nachdem nun die Kraft N die Grundfläche innerhalb des Kerns, im Kernrand oder außerhalb des Kerns trifft, erhält man mit Hilfe der beiden Werte von σ und mit b als Spannungsfigur im Aufriß bzw. ein Trapez, ein Dreieck, oder nach zwei verschiedenen Seiten der Grundfläche liegenden Dreiecke. Der Inhalt der Figuren, von denen im letztgenannten Fall die nach verschiedenen Seiten liegenden Dreiecke verschiedenes Vorzeichen haben, stellt die Größe von N dar. Der Schwerpunkt der Spannungsfigur liegt mit dem Kraftangriff in der Grundfläche auf dem nämlichen Lot.

Die Spannungsfigur ermöglicht es festzustellen, welcher Teil der Kraft N auf einen beliebigen Teil der Grundfläche $b \cdot 1$ trifft. Damit ist man dann in der Lage, die Verteilung der Pfähle, die von ihnen aufzunehmende Last und den erforderlichen Durchmesser festzulegen. Man teilt einfach die Spannungsfigur durch Lotrechte in eine Anzahl einzelner Trapeze und Dreiecke. Durch die Schwerpunkte dieser einzelnen Flächen haben die senkrechten Pfahlachsen zu gehen. Der auf jeden Pfahl entfallende Lastanteil ist durch den Inhalt der betreffenden Fläche bestimmt; hieraus ist der erforderliche Durchmesser zu berechnen.

II. Das neuere, von Jacoby herrührende Verfahren: Hierbei werden die Verteilung und der Durchmesser der Pfähle beliebig angenommen und nun untersucht, welche Lastanteile auf die Pfähle treffen. Dazu wird der Schwerpunkt S_1 des Systems der Pfahlquerschnittsflächen ermittelt, der natürlich in der Regel nicht mit dem Angriffspunkt von N in der Grundfläche $b \cdot 1$ zusammenfällt. Die Folge davon ist bei der Verlegung von N nach dem Systemschwerpunkt der Pfahlquerschnittsflächen neben einer Einzelkraft N das Auftreten eines Moments. Dieses verursacht außer der von der Einzelkraft herrührenden elastischen Formänderung eine für jeden Pfahl verschiedene Längenänderung. Jacoby stellt dazu die Forderung, die Senkung muß so erfolgen, daß die Mauergrundfläche eben bleibt. Mit dieser Bedingung berechnet er dann unter Berücksichtigung der elastischen Formänderung der Pfähle deren Lastanteil.

III. Um zu zeigen, zu welch verschiedenen Ergebnissen beide Verfahren führen, soll das von Jacoby gewählte Beispiel — s. d. Skizze — nach der Trapezregel durch-



gerechnet werden. Jacoby gibt die Länge b der Mauergrundfläche nicht an, sondern nur den Abstand der Mitten der äußersten Pfähle. Diese beträgt 7,78 m. Wenn man beiderseits je 0,50 m hinzufügt als Betrag, um den die Mauer über die Pfahlmitten vorsteht, wird $b = 8{,}78$ m. Aus den übrigen Angaben und Berechnungen Jacobys ergibt sich $e = 0{,}30$ m nach der Rückseite der Mauer zu von dem Schwerpunkt der Grundfläche entfernt. Da $N = 130{,}9$ t, werden die zur Darstellung der Belastungsfläche erforderlichen Randspannungen

$$\sigma_1 = +\,18{,}02\ \text{t/m}^2 \text{ und } \sigma_2 = +\,11{,}78\ \text{t/m}^2.$$

Daraus ermittelt man die Ordinaten der einzelnen Belastungsflächenteile. Die Werte sind in die Skizze eingetragen. Die Belastung der einzelnen Pfähle für das lfd. Meter Mauer berechnet sich nach den Angaben in der nebenstehenden Zusammenstellung unter Spalte 2.

In der Spalte 3 sind zum Vergleich die Werte angegeben, die Jacoby berechnet hat. Die Unterschiede sind zum Teil recht erheblich. Wie die Spalten 4 und 5 zeigen, sind auch die Pfahldurchmesser sehr voneinander abweichend. Die Berechnung für Spalte 4 ist unter IV nachfolgend angegeben. Die Angaben in Spalte 5 sind der Berechnung Jacobys entnommen. Auffallend ist, daß nach Jacoby gleich starke Pfähle ganz verschieden große Lasten zu tragen haben und daß sogar schwächere Pfähle größere Lastanteile erhalten als stärkere. (Vgl. Pfahl II mit den Pfählen VII und VIII.)

IV. In der nun folgenden Kritik sollen die zutage getretenen Unstimmigkeiten aufgedeckt werden.

1. Allgemeine Gleichgewichtsbedingungen: $\Sigma H = 0$, $\Sigma V = 0$, $M = 0$. Beide Verfahren befassen sich nur mit der Verteilung von lotrechten Lasten, so daß die Bedingung $\Sigma H = 0$ bei beiden ohne weiteres erfüllt ist.

a) Trapezregel: $\Sigma V = 0$ wird erfüllt, da den Pfählen die ihren Belastungsflächenteilen entsprechenden Kräfte zugewiesen werden.

$M = 0$ wird dann erfüllt, wenn die Mittelkraft aus den Pfahllasten zusammenfällt mit der Gesamtlast N. Dazu müssen die Pfahlachsen die Grundfläche in den gleichen Punkten treffen, in denen die zugehörenden Lote durch die Schwerpunkte der Belastungsflächenteile die Grundfläche schneiden. Das heißt mit anderen Worten, es ist nicht angängig, zuerst die Pfähle anzuordnen und ihnen dann Flächenanteile zuzuweisen, die sich durch Halbierung ihrer Einzelabstände ergeben. Es ist vielmehr zuerst die Aufteilung der Belastungsfläche vorzunehmen; dann sind die Einzelschwerpunkte festzustellen, aus denen sich schließlich die Stellung der Pfähle ergibt. Diese Bedingung hat Jacoby in seinen Betrachtungen nicht beachtet. Bei Belastungsflächenteilen, deren Trapezform nicht wesentlich vom Rechteck abweicht, wie im vorliegenden Beispiel, ist der Fehler nicht groß. Deshalb, und um die Jacobysche Pfahlstellung des Vergleichs wegen nicht ändern zu müssen, ist er auch hier in den Kauf genommen worden.

b) Jacobys Verfahren: $\Sigma V = 0$ wird erfüllt, da die Lastanteile für die einzelnen Pfähle unter dieser Voraussetzung bestimmt werden.

$M = 0$ liegt der Rechnung gleichfalls zugrunde.

Gegen die allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen wird also bei richtiger Anwendung in beiden Verfahren nicht verstoßen.

2. Besondere Gleichgewichtsbedingungen:

A. Der Mauerkörper darf sich in seiner Form nicht verändern, d. h. die Pfähle müssen solche Lasten tragen können, daß die Grundfläche der Mauer eben bleibt. Diese Bedingung wird erfüllt, wenn α) die elastischen Formänderungen, β) die Einsenkungen der Pfähle in den Boden, beide unter der Wirkung der Belastung gehörig berücksichtigt werden.

α) Elastische Formänderungen:

Die Gleichung $$\lambda = \frac{P \cdot l}{E \cdot F}$$

gibt die Möglichkeit, das Ebenbleiben der Grundfläche zu erzwingen. Man braucht nur den Pfählen die ihrem Lastanteil und ihrer Länge entsprechenden Durchmesser zu geben.

Pfahl	Lastanteil für das laufende Meter Mauer		Pfahldurchmesser		d_1^2	Lastanteil für das laufende Meter Mauer nach den vereinfachten Jacobyschen Gleichungen berechnet
	nach der Trapezregel berechnet	nach Jacoby	Trapezregel d_1	Jacoby d_2		
1	2	3	4	5	6	7
I	$^1/_2 \cdot (11{,}78 + 12{,}60) \cdot 1{,}13 = \mathbf{13{,}78}^t$	$23{,}6^t$	42^{cm}	50^{cm}	$0{,}18^{m2}$	$0{,}18 \cdot 77{,}9 = \mathbf{14{,}01}^t$
II	$^1/_2 \cdot (12{,}60 + 13{,}53) \cdot 1{,}43 = \mathbf{18{,}65}^t$	$18{,}1^t$	49^{cm}	45^{cm}	$0{,}24^{m2}$	$0{,}24 \cdot 77{,}9 = \mathbf{18{,}70}^t$
III	$^1/_2 \cdot (13{,}53 + 14{,}67) \cdot 1{,}50 = \mathbf{21{,}15}^t$	$13{,}3^t$	52^{cm}	40^{cm}	$0{,}27^{m2}$	$0{,}27 \cdot 77{,}9 = \mathbf{21{,}03}^t$
IV	$^1/_2 \cdot (14{,}67 + 15{,}63) \cdot 1{,}35 = \mathbf{20{,}45}^t$	$15{,}7^t$	51^{cm}	45^{cm}	$0{,}26^{m2}$	$0{,}26 \cdot 77{,}9 = \mathbf{20{,}25}^t$
V	$^1/_2 \cdot (15{,}63 + 16{,}54) \cdot 1{,}30 = \mathbf{20{,}91}^t$	$14{,}7^t$	52^{cm}	45^{cm}	$0{,}27^{m2}$	$0{,}27 \cdot 77{,}9 = \mathbf{21{,}03}^t$
VI	$^1/_2 \cdot (16{,}54 + 17{,}34) \cdot 1{,}11 = \mathbf{18{,}80}^t$	$13{,}6^t$	49^{cm}	45^{cm}	$0{,}24^{m2}$	$0{,}24 \cdot 77{,}9 = \mathbf{18{,}70}^t$
VII	$^1/_2 \cdot {}^1/_2\,(17{,}34 + 18{,}02) \cdot 0{,}96 = \mathbf{8{,}47}^t$	$15{,}9^t$	33^{cm}	50^{cm}	$0{,}11^{m2}$	$0{,}11 \cdot 77{,}9 = \mathbf{8{,}57}^t$
VIII	$\mathbf{8{,}47}^t$	$15{,}9^t$	33^{cm}	50^{cm}	$0{,}11^{m2}$	$0{,}11 \cdot 77{,}9 = \mathbf{8{,}57}^t$

$\Sigma P = \mathbf{130{,}68}^t; = 130{,}8^t$ $\Sigma d_1^2 = 1{,}68^{m2}$ $\Sigma P = \mathbf{130{,}86}^t.$

a. Trapezregel: Die Pfahlquerschnitte F sind so zu bestimmen, daß λ eine Funktion ersten Grades des Abstandes y der Pfähle, z. B. von der Vorderkante der Grundfläche wird, also $F = f(\lambda, y)$.

b. Jacobys Verfahren: Die Bedingung $F = f(\lambda, y)$ ist der Berechnung zugrunde gelegt und zwar wird eine Drehung unter Ebenbleiben der Grundfläche vorausgesetzt.

β) Einsenkungen der Pfähle: Nur unter ganz besonderen Verhältnissen wird verhütet werden können, daß die Pfähle unter der Wirkung der Belastung keine noch so geringen Einsenkungen erfahren. Das würde nur der Fall sein, wenn die Pfahlspitzen etwa auf Fels stehen, oder wenn die Belastung eine außergewöhnlich geringe ist, womit dann allerdings ein unwirtschaftliches Bauen verbunden wäre. In der Regel erfahren die Pfähle bei der Belastung Einsenkungen und bei Belastungsproben lassen sich diese einwandfrei feststellen. Ihre Werte sind im Verhältnis zu den elastischen Verkürzungen nicht immer unbedeutend.

Nur in ganz gleichförmigem Boden ließen sich über die Größe der Einsenkungen so genaue Angaben machen, daß sie rechnerisch erfaßt und verwertet werden können. Praktisch ist dies nicht möglich. Es müssen deshalb die Einsenkungen der Pfähle vernachlässigt werden. In diesem Zusammenhang möge gleich bemerkt werden, daß auch noch andere wichtige Einflüsse ohne Berücksichtigung bleiben müssen. Hier ist zu nennen die Bodenelastizität, die Unmöglichkeit, die Pfähle genau an die der Zeichnung entsprechende Stelle zu rammen, der Wechsel in den Festigkeitseigenschaften des Pfahlbaustoffs und die von den rechnungsmäßigen Werten abweichenden Pfahldurchmesser. Das ist im Auge zu behalten, um den Wert der Rechnung nicht zu überschätzen.

B. Als zweite besondere Gleichgewichtsbedingung ist zu fordern, daß unter der Wirkung der Pfahlbelastung eine Drehung des Mauerkörpers nicht stattfindet, sondern nur ein gleichmäßiges Setzen. Die Grundfläche darf sich also nur parallel zu ihrer ursprünglichen Lage verschieben. Drehbewegungen der Mauer sind schädlich und können gefährlich, müssen also verhütet werden. Es ist dies auch ohne besondere Aufwendungen, lediglich durch geeignete Anordnung des Rostes möglich.

a. Trapezregel: Die Frage ist offen gelassen. Eine Drehung wird vermieden, wenn sich die Pfahlköpfe alle um das gleiche Maß setzen. Die Pfahldurchmesser müssen also so bestimmt werden, daß $\lambda = \frac{P \cdot l}{E \cdot F}$ unveränderlich ist. Die unter A. a. gestellte Bedingung $F = f(\lambda, y)$ ist also einzuschränken auf $F = f(\lambda)$. Von y ist F nicht mehr abhängig.

Für das gegebene Beispiel soll der Mittelwert $\sigma = 10\,^{kg}/_{cm^2}$ angenommen werden, der sich aus den Belastungen der Pfähle ergibt, wie sie von Jacoby berechnet sind. Für die Verhältnisse bei den Hamburger Hafenbauten nimmt man sehr viel höhere Werte an. Nach einer Faustregel dürfen die Pfähle von 35 bis 45 cm Durchmesser mit ebenso vielen Tonnen belastet werden, als der Durchmesser Zentimeter beträgt; das ergibt für Durchmesser von 35, 40 und 45 cm σ-Werte von bzw. 36, 32, 28 $^{kg}/_{cm^2}$.

Bei gleichen Pfahllängen ergibt sich für die Bestimmung der Pfahldurchmesser $F = \frac{d_1^2\,\pi}{4} = \frac{P}{\sigma}$. Die hieraus berechneten Werte sind, auf Zentimeter aufgerundet, in die Spalte 4 der Zusammenstellung eingetragen.

b) Jacobys Verfahren: Hier ist ausdrücklich λ so veränderlich mit y, daß nur die Grundfläche eben bleibt, sich aber unter der Wirkung der Belastung der Pfähle nicht nur parallel zur ursprünglichen Lage verschiebt, sondern auch dreht. Diese Drehung wird von einem Moment hervorgerufen, das seinen Grund in dem Umstand hat, daß Lastangriff und Schwerpunktlage des Systems der Pfahlquerschnitte nicht zusammenfallen. Hierin ist die Unstimmigkeit beider Verfahren zu finden.

Das Moment kommt neben der einfachen lotrechten Belastung als Zusatzbeanspruchung auf die Pfähle und wäre schon aus wirtschaftlichen Rücksichten zu vermeiden, wenn es nicht gleichzeitig der Standsicherheit wegen vermieden werden müßte.

Unter dieser Voraussetzung ändern sich die Jacobyschen Gleichungen. Die Entwickelung ist dann folgende:

$$P = \lambda E \frac{F}{l} \quad \ldots \; 1) \text{ (unverändert)},$$

$$N = \Sigma P = E \Sigma \lambda \frac{F}{l} \quad \ldots \; 2) \text{ (unverändert)},$$

$$x = \frac{\Sigma \frac{F}{l} \cdot a}{\Sigma \frac{F}{l}} \quad \ldots \; 3) \text{ und } x = \frac{\Sigma \frac{d^2}{l} \cdot a}{\Sigma \frac{d^2}{l}} \quad \ldots \; 3a)$$

(nicht mehr erforderlich, da die dadurch bestimmte Schwerpunktslage der Pfahlquerschnitte zusammenfällt mit dem nach Lage bekannten Lastangriff).

Aus 2) ist die gleichmäßige Senkung der Pfähle

$$\lambda_0 = \frac{N}{E \Sigma \frac{F}{l}}.$$

Dies in Gl. 1) eingesetzt, ergibt

$$P = \frac{N}{E \Sigma \frac{F}{l}} \cdot E \cdot \frac{F}{l} = \frac{F}{l} \, \frac{N}{\Sigma \frac{F}{l}}; \; P = \frac{d^2}{l} \, \frac{N}{\Sigma \frac{d^2}{l}} \quad \ldots \; 4a)$$

Bei gleicher Länge der Pfähle wird $l_1 = l_2 = l_n$ und damit $x = \frac{\Sigma d^2 \cdot a}{\Sigma d^2}$ . . 3 b) (nicht mehr erforderlich wie 3) u. 3a),

$$P = d^2 \frac{N}{\Sigma d^2} \quad . . . \; 4\,b).$$

Im gegebenen Beispiel ist $N = 130{,}9^{t}$. Nach Spalte 7 der Zusammenstellung ist

$\Sigma d^2 = 1{,}68^{m^2}$, also $\frac{N}{\Sigma d^2} = 77{,}9\ {}^{t}/_{m^2}$. Die damit aus Gl. 4 b) berechneten Pfahllasten sind in Spalte 7 eingetragen. Sie stimmen genügend genau mit den nach der Trapezregel berechneten überein. Als Pfahldurchmesser sind dabei die nach dem älteren Verfahren bestimmten angenommen.

V. Schlußfolgerung: a) Die Trapezregel bietet eine einwandfreie, sehr einfache und übersichtliche Handhabe für die Anordnung der Pfähle eines Pfahlrostes. Nach Ermittelung des Lastanteils für jeden Pfahl ist noch zu beachten, daß die Pfahlachse dort anzuordnen ist, wo das Lot durch den Schwerpunkt des Belastungsflächenteils die Grundfläche trifft und daß die Pfahldurchmesser unter Zugrundelegung einer bestimmten, für jeden Pfahl gleichen Einheitsspannung zu bestimmen sind. Das Verfahren ist bei Entwürfen das einzige in Frage kommende.

b) Das Jacobysche Verfahren ist nicht überflüssig. Es ist allein geeignet zur Bestimmung der Pfahlbelastungen in jenen Fällen, in denen der Schwerpunkt der Pfahlquerschnittsflächen nicht mit dem Lastangriff zusammenfällt. Das Verfahren kommt also vorwiegend für Nachrechnungen bestehender Bauwerke in Frage. Es kann in der unter IV. angegebenen Vereinfachung auch zur Nachprüfung der Ergebnisse der Trapezregel verwendet werden.

VI. Was schließlich die wagerechten Kräfte, mit denen sich beide Verfahren nicht befassen, anbelangt, so wird die Bedingung $\Sigma H = 0$ erfüllt, sobald einer oder mehrere Pfähle genügend schräg gestellt werden, um einen geschlossenen Kräfteplan zu erhalten. Nicht selten gibt man den Pfählen verschieden große Neigung; das ist dann von Wert, wenn die vorderen Pfähle nicht oder nur wenig vor die Mauerflucht vorspringen dürfen. Man sollte aber eine nicht einheitliche Schrägstellung vermeiden mit Rücksicht darauf, daß an sich unbedeutende Bewegungen des Pfahlrostes beim Hinterfüllen des Bauwerks nicht immer zu vermeiden sind und daß dann die Köpfe der schräger gestellten Pfähle sich über die ursprüngliche Rostebene höher zu erheben geneigt sind, als die steiler stehenden. Die Folge davon kann leicht sein, daß die Mauer schließlich nur auf den am schrägsten stehenden Pfählen sitzt.

Will man eine ganz willkürliche Anordnung der Schrägpfähle vermeiden, dann wäre zu empfehlen, auf die Verteilung der Schubspannungen in dem Mauerkörper über dem Rost Rücksicht zu nehmen. Die Schrägpfähle sind dann dort anzuordnen, wo die Schubspannungen am größten sind. Auf diese Weise entsprechen sich die Schubspannungsfiguren über und unter der Mauerunterkante so gut, als dies nach Sachlage überhaupt erreichbar ist und die nicht nachzuprüfenden Nebenspannungen werden einen tunlich kleinen Betrag ausmachen.

Man muß hierbei unterscheiden zwischen den wagerechten Kräften, die von dem Mauerkörper auf den Pfahlrost übertragen und denen, die von der Spundwand an den Pfahlrost abgesetzt werden. Diese werden unmittelbar von Pfahlböcken aufgenommen oder von Einzelschrägpfählen, die mit der Wand verbunden sind. Die von dem Mauerkörper an den Rost abzugebende wagerechte Kraft H verteilt sich über eine rechteckig angenommene Grundfläche F' bekanntlich nach einer Parabel derart, daß die Einheitsspannung in der Mitte $\frac{3}{2}\frac{H}{F'}$ und an den Rändern Null beträgt. Aus diesem Grunde ist die Anordnung von Schrägpfählen für die Aufnahme dieses Teiles der wagerechten Kräfte nahe der Mitte der Grundfläche zu empfehlen.

Natürlich würden auch noch die elastischen Formänderungen infolge der wagerechten Kräfte zu berücksichtigen sein. Sie sind aber meistens unerheblich im Vergleich zu den von den lotrechten Kräften herrührenden und können dann unter Rücksicht auf die übrigen rechnerisch nicht erfaßbaren Einflüsse vernachlässigt werden.

Paket-Rohrposten*).

Von Oberpostinspektor Dr.-Ing. Schwaighofer (München).

In Anbetracht der ständigen Zunahme pneumatischer Paketrohrposten teils für postalische oder eisenbahndienstliche, teils für industrielle Zwecke, und zwar sowohl in Amerika, dem Lande der Hauptbenutzung solcher pneumatischer Anlagen für postbehördliche Dienste, als auch in Europa, seien im nachfolgenden, anschließend an Nr. 5 der Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen, Jahrgang 1916), einige Betriebsverhältnisse sowie technische Einzelheiten hervorgehoben. Der Aufsatz befaßt sich zunächst mit den in Boston, Chicago, Newyork (mit Brooklyn), St. Louis, Philadelphia usw. bestehende Stadtrohrposten mit insgesamt rund 150 Doppelkilometer Länge; am Schlusse der Abhandlung ist eine neue Paket-Hausrohrpost von Schöneberg-Berlin kurz beschrieben.

a) Betriebliches bei den nordamerikanischen Briefbeutel-Rohrposten.

Im amerikanischen Briefbeutel-Rohrpostbetrieb beträgt die vertraglich garantierte Durchschnitts-Fahrgeschwindigkeit rund 48 ${}^{km}/_{Std.}$; es kommen Minimal- bzw. Maximalleistungen von 30 bzw. 60 ${}^{km}/_{Std.}$ vor. Im allgemeinen wurde festgestellt, daß die Höchstgeschwindigkeit im Postwesen verschiedener amerikanischer Großstädte beim elektrischen Straßenbahnbetrieb doppelt so groß ist wie beim Pferdewagenbetrieb, die Rohrpost dagegen unter gewöhnlichen Bedingungen zu drei- bis viermal so schnellen Erledigungen führt als die elektrischen Straßenbahnwagen**).

*) Näheres ist aus meinem Buche „Rohrpost-Fernanlagen", Teil III, Abschnitt VII, Seite 326 bis 352 zu entnehmen. (Verlag von Piloty & Lochle, München.)

**) Die mit den Rohrpostgesellschaften vertragsmäßig nach Maßgabe der Luftströmungsverhältnisse festgesetzte Durchschnittsfahrgeschwindigkeit von 48 km in der Stunde wurde in jedem Ortsnetze erreicht; bei weit voneinander entfernt gelegenen Punkten erhöht sich die Transportdauer der Büchsen um so mehr, je häufiger sich wiederholte Behandlungen der Briefschaften in Zwischenstationen als notwendig erweisen.

Die Beförderungszeit ohne Rohrpost betrug in Newyork: vom Zweigpostamt J nach dem Hauptpostamt Newyork 53 Minuten, von Newyork-Hauptpostamt nach Brooklyn-Hauptpostamt 27 Minuten, von Brooklyn-Hauptpostamt nach der Zweigstelle B 19 Minuten, zusammen 99 Minuten. Die Beförderungszeit mittels Rohrpost beträgt jetzt: Vom Zweigamt J nach Newyork-Hauptpostamt 17 Minuten, vom Newyork-Hauptpostamt nach Brooklyn-Hauptpostamt 3 Minuten, von Brooklyn-Hauptpostamt nach der Zweigstelle B 6 Minuten, zusammen 26 Minuten.

Für die Newyorker Briefbeutelrohrpost wird der Gesamtzeitgewinn in der Briefzustellung der Rohrpostbezirke allgemein auf ungefähr 60 % der früheren Beförderungszeiten geschätzt, das heißt seit die Beförderung der Briefbeutel nicht

Beim Rohrpostbetrieb der amerikanischen Netze schwanken während der Hauptgeschäftszeiten die Zugfolgen zwischen 5 und 15 Sekunden, so daß also stündlich mindestens 240 Züge in je einer Richtung verkehren; rechnet man für 150 bis 300 mm Rohre während des Hauptbetriebes die Minimalbelastung der Patrone zu rund 150 Briefen und Drucksachen, die Höchstfüllung der Büchsen zu 800 Briefen und Drucksachen, bei etwa 2 kg bzw. 20 kg Nutzbelastung, so sind bei den langsamsten Zugfolgen (15″-Betrieben) die Leistungen während der geschäftsreichsten Tagesabschnitte zu stündlich etwa 36000 Stück mit 480 kg bzw. 192000 Stück zu rund 4800 kg zu bewerten. Einen für Ueberschlagsrechnungen sehr häufigen Durchschnittssatz des Gesamttagesbetriebes liefert die Annahme, daß pro Linie etwa 5 Züge minutlich, das heißt 300 pro Stunde in der Fahrt sind, und zwar mit einer Büchsenbelastung mit je 150 bis 200 bzw. 400 Briefen und Drucksachen zu 3 kg bzw. 5 kg; hieraus bestimmt sich eine Transportmenge von stündlich 50000 bis 60000 bzw. bis 120000 Sendungen mit 1000 bzw. mit rund 1500 kg Gesamtgewicht. Die jährlichen Posteinnahmen bzw. die Zahl der gewöhnlichen Briefpostsendungen in Boston, Newyork (mit Brooklyn), Philadelphia, Chicago und St. Louis belaufen sich zurzeit auf nahezu 250 Mill. M. bzw. 10 Milliarden Stück, welche Summen ungefähr 30 % der jährlichen Gesamtposteinnahmen bzw. Briefbeförderungen in den Vereinigten Staaten Nordamerikas ausmachen. Die Briefe für Sonderbotenbeförderungen beziffern sich in jenen sechs amerikanischen Städten gegenwärtig auf jährlich rund 5 Mill. Stück, das heißt auf ungefähr 90 % aller postalischen Eilsendungen im ganzen Gebiete der nordamerikanischen Union (im Jahre 1897 in den bezeichneten sechs Städten nur rund $1^1/_2$ Mill. Sondersendungen). Die Postsachen, welche für den Aufgabeort selbst bestimmt sind (Lokalbriefe), erreichen in diesen Städten zurzeit werktäglich eine Höhe von rund 3 bis 4 Mill. Stück (mit ungefähr 60 Mill. M. jährlicher Gebühreneinnahme). Nachdem gegenwärtig von rund 30 Mill. werktäglichen Gesamtsendungen (ankommender und abgehender Verkehr) in jenen sechs Städten Nordamerikas rund 16 Mill. auf den pneumatischen Transport treffen, ist der numerische Beförderungsanteil der Rohrposten am gesamten Briefpostverkehr im Mittel über 50 %; er schwankt zwischen 30 % und 80 %, was die abgehenden Sendungen anbelangt, und zwischen 40 % und 55 % für die ankommenden Briefschaften; hinsichtlich der Gewichtsverhältnisse ergeben sich diesbezüglich Anteile von 15 bis 35 %; sie sind wesentlich kleiner als die Stückzahlprozentziffern mit Rücksicht darauf, daß Warenpakete oder Zeitungen in geringerem Maße auf pneumatischem Wege transportiert werden.

b) Technische Einzelheiten über die amerikanischen Briefbeutel- (Paket-) Rohrposten.

1. Trassierungsgesichtspunkte.

Die unterirdischen pneumatischen Rohrpostanlagen für die Briefbeutel oder Pakete sind grundsätzlich nach dem Kreislaufsystem und meist mit radialen Doppelsträngen gebaut. Die Rohrpostlinien sind teils Durchgangsverbindungen zwischen den Bahnhöfen und dem Hauptpostamte, teils Lokalleitungen zum Anschluß von Zweigdienststellen, an die Verkehrszentrale. Für die wichtigeren Linien sind (bei Verschiedenheiten im Leitungsnetze) stets die größten Fahrrohrdurchmesser vorgesehen. Die Linien werden, sobald sie mehr als 5 km Längenausdehnung besitzen, mit maschinellen Relaisstationen betrieben. Es bestehen Linienlängen von maximal 16 km mit 10 Zwischenstellen (Newyork). In Verbindung mit den dem allgemeinen Postbetrieb dienenden pneumatischen Linien sind auch einige Privatanschlüsse für große Geschäftshäuser hergestellt worden.

mehr durch Postwagen, sondern pneumatisch erfolgt, minderte sich die Uebermittelungsdauer auf mehr als ein Drittel ab.

Zwischen Newyork (Manhattan) und Brooklyn ist die Geschwindigkeit der Postwagen auf rund 6 km pro Stunde beschränkt. Die Geschwindigkeit der Straßenbahnpostwagen schwankte zwischen einem Minimum von 5 km bis zu einem Maximum von 15 km pro Stunde; die durch Hochbahnen äußerst erreichbare Geschwindigkeit, einschließlich der Zeiten, welche für die Botengänge zwischen den Hochbahnstationen und den Zweigämtern benötigt sind, dürften die Geschwindigkeit der Beförderung mittels Straßenbahnwagen ebenfalls nicht wesentlich übersteigen. Im Gegensatz hierzu erzielt man durch die Rohrpost eine Durchschnittsgeschwindigkeit von 30 bis 60 km in der Stunde bei ständiger Beförderungsmöglichkeit.

2. Fahrkanäle.

Die unterirdischen Tunnels der amerikanischen Paketrohrposten bestehen aus Schmiedeisen- oder ausgebohrten Gußeisen-Flanschenröhren von 15 bis 30 cm Durchmesser (Schraubenbolzenverschluß). Nachdem sich 200 mm-Rohre betrieblich sowohl für die Briefpost als auch für den in Betracht kommenden Zeitungs- und Kleinpaketverkehr als ausreichend erwiesen haben, stehen nur auf einigen Linien 250 mm- bzw. 300 mm-Rohre (ähnlicher Bauart) in Benutzung; 150 mm-Rohre gelangten in Philadelphia lediglich bei Beginn des Rohrpostbetriebes in Anwendung. Für die Doppelrohrverbindungen (zwischen je zwei Rohrpostämter) beträgt der Gegenseitigkeitsabstand der Leitungen rund 1 bis 3 m; die Verlegungstiefen schwanken zwischen 1 bis rund 5 m unter dem Pflaster. Vereinzelt sind die Rohre der pneumatischen Post in Straßentunnels frei untergebracht. Insoweit die Stränge nicht für Patronen mit Laufrollen dienen, in welchem Falle die Rohre mit Längsrinnen versehen werden, sind sie innen vollständig glatt und leisten dem Fahrmaterial nur geringen Reibungswiderstand. Für Krümmungen, deren Minimalradius 2,5 m beträgt (für rund 1 mm Rohrdurchmesser werden etwa 1 bis 1,5 cm Krümmungshalbmesser gerechnet), kamen früher nahtlose Messingkniestücke zum Einbau, welche zum Teil durch Ummauerungen u. dergl. geschützt wurden; neuerdings gelangten Gußeisenbogen zur Verwendung. Pro laufendes Meter der 150 mm-, 200 mm-, 250 mm- bzw. 300 mm-Fahrrohre wurden im Jahre 1900 für die meisten amerikanischen Paketrohrposten 10 M., 15 M., 20 M. bzw. 25 M. reine Lieferungskosten gerechnet. Der Luftüber- bzw. -unterdruck in den Rohren ist im Vergleich zu den in Depeschenrohrpostanlagen des Fernverkehrs gebräuchlichen Spannungen durchweg gering ($^1/_4$ bis $^3/_4$ Atm.).

3. Fahrmaterial.

Die Patronen sind entweder Gleit- oder Räderpistonfahrzeuge; in der Regel sind sie aus verzinktem Stahl (mit gelöteten Fugen) gebaut. Die Gleitbüchsen sind wesentlich leichter als das mit Laufrollen ausgerüstete Fahrmaterial; sie wiegen im Leerzustande, je nach Durchmesser und Länge, rund 5 bis 30 kg bei 200 mm-Rohren, im Mittel 5 bis 10 kg für die neueren Konstruktionen; desgleichen bei 500 mm-Leitungen günstigsten Falles 20 kg.

Wegen der im Kompressionsluftstrome mitgerissenen Oel- und Kondenswassermengen müssen alle Patronen feuchtigkeitsdicht gebaut sein, sich jedoch leicht öffnen und schließen lassen; Grundbedingung ist außerdem, die Büchsen so einzurichten, daß sie irrtümlicherweise nicht in die Rohre eingeführt werden können, bevor der Verschluß fertiggestellt ist; es darf auch nicht möglich sein, das Verriegeln vorzunehmen, solange der Büchsendeckel nicht fest aufliegt. Endlich ist erforderlich, daß die Patrone, während sie durch die Rohre hindurchläuft, immer fest versperrt bleibt. Jede Patrone wirkt wie ein lose eingepaßter Kolben; der rasche Luftzug rollt oder schiebt die Büchse in Abständen von 5″ bis 15″ durch die Rohrleitung hindurch; die zum Büchsentransport erforder-

liche Betriebsspannung ist unerheblich (100 bis 300 mm WS pro Patrone). Die an den Gleitpatronen nahe an ihren Enden anzubringenden Gummi- oder Segeltuchringe von 1,5 bis 2 cm Stärke sollen nicht zu dicht an die Rohrwandungen anschließen, damit die Patronen im Luftstrom mit geringstem Reibungswiderstand fortgeschafft werden können (zulässiges Abnutzungsmaximum der Tragringe rund 3 bis 4 mm). Gleitpatronen für 150- bis 300 mm-Rohre sind gegenwärtig als Allein- oder Ergänzungsbüchsen am häufigsten in Verwendung, und zwar für eine Außen- bzw. Nutzlänge von 40 bis 80 cm bzw. 30 bis 70 cm und einem Außen- bzw. Innendurchmesser von 130 bis 280 mm bzw. 100 bis 250 mm, also mit einem Nutzinhalt von etwa $2^1/_2$ bis 30 l; bei 200 mm-Fahrrohren insbesondere sind die $^3/_4$ m-Typen mit 10 l Nutzinhalt sehr gebräuchlich (180 mm bzw. 150 mm Außen- bzw. Innendurchmesser, bei 60 cm Nutzlänge). Büchsen mit 100 l Inhalt sind beispielsweise die bei 500 mm-Fahrrohren versuchsweise in Umlauf gesetzten (und bei häufigerer Verlegung solcher Weitrohre für die Einführung am meisten in Betracht kommenden) Patronen von 70 cm bzw. 75 cm Nutz- bzw. Außenlänge bei 470 mm Außen- und 430 mm Innendurchmesser. Um die Konkurrenzfähigkeit pneumatischer Anlagen gegenüber Elektrorohrposten und führerlosen Postuntergrundbahnen in nicht röhrenförmigen Kanälen zu befestigen, sind für 500 mm-Fahrrohre zur Probe auch längere Pistonbüchsen gebaut worden, z. B. von $1^1/_2$ m bzw. 1,3 m Außen- bzw. Nutzlänge bei 470 bzw. 430 mm Außen- bzw. Innendurchmesser, so daß ein Nutzinhalt von fast 2 hl gegeben ist (190 l).

Die Wandstärke der Büchsen ist allgemein rund 1 bis 2 mm, der Patronenaußendurchmesser wird etwa 2 bis 5 cm kleiner als das Fahrrohrlichtmaß angeordnet.

Der in eine Spitze auslaufende Verschlußhebel des Deckels ragt, wenn unversperrt, über dessen Kante hinaus, so daß es unmöglich ist, die Patrone im offenen Zustande beim Sender einzuführen. Eine Feder auf der inneren Fläche des Deckels verhindert außerdem, daß der Verschlußhebel in seine Fahrstellung gedreht werden kann, bevor der Deckel auf seinem Auflager aufsitzt. Das Scharnier der Verschlußkappe ist derart konstruiert, daß bei aufgeklapptem Deckel die Mündung der Patrone frei zugänglich ist. Der Verschlußhebel wird in seiner Fahrtstellung durch eine Schnappfeder festgehalten. Während der Fahrt ist der Deckel in die Mündung der Patrone soweit versenkt, daß in ihrem Laufe durch die Rohre etwa vorhandenes Kondenswasser nicht zum Einsickern gelangt. Eine auf dem Deckel drehbar angeordnete Platte mit eingravierten Zahlen bezeichnet das Ziel der Patrone; jede Nummer entspricht einem bestimmten Postamt, auf welches die Nummerplatte in den Absendstationen eingestellt wird.

Das in der Fahrtrichtung voranstehende (stets geschlossene) Ende der Patrone ist aus Stahl gestanzt; ein Stoßkissen aus Filz nebst einer Lederkapsel verstärkt und versichert den Kopf der Büchsen. Statt der Gleitbüchsen mit Kopfdeckel sind auch Patronen mit Seitenöffnungen (auf $^3/_4$ Büchsenlänge und $^2/_3$ Durchmesser) in Verwendung.

Aeltere Büchsenkonstruktionen sind noch mit Laufrollen ausgerüstet (Räderpistons). Die Rollbüchse besteht aus einem zylindrischen Stahlwagen mit einem prismatischen Gestell; der Patronenwagen ist 70 bis 120 cm lang und je nach dem (15 bis 30 cm betragenden) Rohrquerschnitt ungefähr 10 bis 25 cm im Hülsen-Innendurchmesser; die Büchse wiegt je nach der Bauart rund 30 bis 80 kg. An jedem Ende des Pistons befinden sich zwei Räder, welche in Schienen oder Rillen der Fahrrohre laufen; an den Achsen sind meist flügelförmige Ansätze, wodurch sich die in Bewegung befindlichen Büchsenkörper luftdicht an das Fahrrohr anschließen können. Der Zugang zum Inneren des Büchsenkörpers ist durch eine seitliche Schiebetür von 250 bis 750 mm Länge ermöglicht. Die Lebensdauer der Patrone ist selten höher als zwei Jahre; die Herstellungskosten belaufen sich, entsprechend der Größe und Ausführungsart, auf 50 bis 200 M. pro Büchse.

4. Apparate.

Bei den amerikanischen Rohrpostnetzen sind mehrere Apparatsysteme als Sender und Empfänger in Betrieb. Verschiedenheiten ergaben sich durch den stufenweisen Ausbau der pneumatischen Anlagen, bei welchen die technischen Fortschritte und die neuesten Patente nach Möglichkeit verwertet wurden. Nachdem eine Auswechslung älterer Konstruktionen aus finanziellen Gründen nicht immer erfolgen konnte und überdies grundsätzliche Abweichungen je nach der Einschaltung der Apparate als Linienanfangs-, Zwischen-, Trenn- oder Endstationen, sowie je nach dem Fahrrohrquerschnitt und je nach der Verwendung von Räder- oder Gleitpistons gegeben sind, ist der heutige Apparatenbestand ein sehr mannigfacher. Jede Station besteht aus Sender und Empfänger. Die für das Gesamtaggregat (Sender und Empfänger) entstehenden Beschaffungskosten sind je nach der konstruktiven Durchbildung verschieden (für die 150- bis 300 mm-Fahrrohre rund 10 000 bis 15 000 M.; für größere Leitungen bis 25 000 M. pro Station). Bei den Rohrposten in Boston, Newyork, Chicago, Philadelphia und St. Louis müssen alle Apparate vertragsmäßig mindestens Fünfsekundenbetrieb ermöglichen.

Das Arbeitsgebiet der von Batscheller, Stoddard, Pike, Blood, Clay oder Lamson stammenden Apparate entspricht den im Kreislaufbetrieb der Depeschenrohrposten (kleinen Fahrrohrdurchmessers) gebräuchlichen Systemen; insbesondere ist die Ausrüstung der Sender bzw. Empfänger mit Luftschleusen hervorzuheben, durch welche in jeder Anschlußstelle die Patrone ohne Beeinträchtigung der im Fahrrohrnetz weiterdauernden Strömungen (verdichteter oder verdünnter Luft) in diese Luftbewegung eingeführt oder aus dem Kompressions- bzw. Vakuumumlauf herausgenommen werden können. Die Absendung der Büchsen erfolgt stets mit der Hand, während das Auswerfen der Büchsen aus den Empfängern entweder ganz oder halbselbsttätig bewirkt wird bzw. ebenfalls manuell geschieht. Die Bauart der Apparate ist den großen Patronen angepaßt; hinsichtlich der konstruktiven Durchbildung sei auf oben bezeichnetes Buch verwiesen. Hier sei lediglich bemerkt, daß bei den sehr gebräuchlichen Konstruktionen des Batschellersystems die Empfänger der Schlußstationen entweder als offene oder als geschlossene Geräte durchgebildet sind; der offene Empfänger wird nur bei den weitest entfernten Rohrpostämtern benutzt, beispielsweise falls der Druck am Rohrende weniger als 100 mm WS beträgt; diese Ausführungen der offenen Apparate (Halbrohre mit Patronenauffängern) sind die technisch und betrieblich einfachsten; meist wird jedoch die ankommende Druckluft im zweiten Rohr der gleichen Linie wieder zurückgeführt oder von einem Kompressor abgesaugt, wozu die geschlossenen Apparate dienen*). Gegenüber den Endstellen herrschen bei den Zwischenämtern ohne Kraftstationen andere pneumatische Bedingungen vor, weil hier die Luftspannung höher ist als der Atmosphärendruck. Die Förderluft, welche, von der Sendestelle kommend, an der Zwischenstation vorbei bis zum Endamt fließt, nimmt allmählich in ihrer Spannung ab; obwohl der normale Ueberdruck nicht erheblich ist, so würde die beim Oeffnen einer Klappe erfolgende Ausströmung aus einem 20 cm-Rohre doch beträchtliche Luftwirkungen im Dienstzimmer verursachen,

*) An den Endstationen sinkt die Luftspannung fast bis zum Druck der freien Atmosphäre herab, richtige Dimensionierung der Pumpen vorausgesetzt, so daß im Falle des Oeffnens einer Klappe beim Ausladen einer Patrone lediglich Luftausströmungen von rund 1 Atm. abs. erfolgen.

die um so unangenehmer wären, als diese Luft meist Oel und Feuchtigkeit enthält. Es wurden daher für derartige Zwischenstellen grundsätzlich geschlossene Anordnungen vorgesehen. An Stelle der Zwischenstellen für Handbetriebsumladung sind neuerdings sogenannte Kipperanordnungen im Gebrauch. Durch elektrische Einschaltungen lassen sich hierbei Transitfahrten selbsttätig bewerkstelligen; es werden die Büchsen durch jede Zwischenstelle ohne Aufenthalt hindurchgeleitet, falls sie hierfür nicht bestimmt sind. Dagegen werden die dem fraglichen Amt zugehörigen Patronen im Zwischenapparat nach der Seite geschleudert, ohne die sonstigen von der Linienanfangs- oder Endstation nachfolgenden Patronen zu beeinflussen, die für weiter entfernt liegende Aemter bestimmt sind. Der automatische Zwischenapparat besteht aus einem Steuerungsrad mit elektrischen Kontakten für bestimmte Patronenweiten. Der Durchmesser einer an der Büchsenstirnseite angeordneten Scheibe bestimmt, in welcher Station die Patrone abgegeben werden soll oder zur ungehinderten Durchfahrt kommen muß. Ist die Scheibe groß genug, um den Raum zwischen zwei im Empfangsrohr angeordneten Kontaktstiften auszufüllen, so wird ein elektrischer Mechanismus geschlossen, der das Rad um 45° dreht, hierdurch die Büchse durch eine Schleuse in die Empfangsschale zum Abwerfen bringend. Soll die Büchse eine Station ohne Aufenthalt befahren, so stellt die durchgleitende Pistonscheibe, deren Umfang auf eine andere Station eingestellt ist, keinen elektrischen Kontakt her; es dreht sich das Rad des Zwischenempfängers um 90° und treibt die Patrone ins Hauptrohr, zum weitergelegenen Bestimmungsort. Eine dieser Umschaltemaschinen ist gegenwärtig beispielsweise in der Wall Street-Station in Newyork eingebaut. Die Herstellungskosten für diese Schaltautomaten sind im allgemeinen so große, daß es meist billiger kommt, die Fahrrohre in den Zwischenstationen endigen zu lassen oder in diesen Empfangsapparate mit Doppeltüren zu benutzen und die Umladung durch Handbetrieb *) zu bewerkstelligen.

5. Störungsbehebungsdienst.

Mit Rücksicht auf die postbetriebliche Bedeutung der amerikanischen Pneumatiksysteme sind umfangreiche Maßregeln zum raschesten Beheben der Störungen getroffen. In jeder Rohrpostanstalt befinden sich mechanisch-technisch gut ausgebildete Bedienstete, welche die häufigsten Apparatmängel sofort beseitigen können. Für das Beheben größerer Apparatstörungen sind besondere Werkführer im Dienst. Die empfindlichsten Betriebsbeeinträchtigungen entstehen, wenn eine Patrone im Fahrrohr (infolge Schmutz, Fremdkörper oder losgelöster Patronenteile) stecken bleibt (Nichteintreffen in der Zielstation, Steigerung des Luftdrucks). Nachdem die Kompressoren derartig konstruiert sind, daß sie auch höhere Spannungen erzeugen können, verwendet man in der Regel allmähliche oder stoßweise Drucksteigerungen, um die festgefahrene Patrone aus ihrer eingeklemmten Lage zu befreien. Es kommt aber auch vor, daß man die Rohre ausgraben muß, obwohl dies nach Maßgabe der Störungsstatistiken der amerikanischen Rohrpostanlagen durchschnittlich nur zwei- bis dreimal pro Jahr und Netz notwendig wird. Die Leitungsdefekte machen durchweg kaum 5 % der apparaten- und maschinentechnischen Störungen aus. Es handelt sich bei Fahrrohrverstopfungen in erster Linie darum, die Stelle, an der sich die steckengebliebene Patrone befindet, ausfindig zu machen.

*) Nachdem das Ziel jeder Büchse vor ihrer Absendung durch Einstellen des an ihr befindlichen Zeigers gekennzeichnet ist, braucht der Postbedienstete der Zweigstelle lediglich die Patrone in den Sender, welcher mit der bezeichneten Station in Verbindung steht, einzuführen (keine Materialsichtung). Hierdurch geht verhältnismäßig wenig Zeit verloren und ein verwickelter Mechanismus wird erspart.

Insoweit man nicht von dem bekannten Blasverfahren (Luftwellenreflexsystem) Gebrauch macht, werden vorzugsweise Manometerproben eingestellt, unter Benutzung der in jeder Fahrrohrlinie befindlichen Abzweigventile der Untersuchungsschächte. Durch Feststellen des Luftdruckes an diesen Paßstücken und durch Vergleich dieser Beobachtungen mit den normalen Spannungskurven kann der Ort der steckengebliebenen Büchse zwischen je zwei Ventilen ungefähr ermittelt werden (Potentialkurvenvergleiche). Durch Zählen der Drehungen des Kompressors wird übrigens auch die Luftmenge gemessen, welche zum Erzielen einer bestimmten Drucksteigerung erforderlich ist, um (entsprechend dem Rohrdurchmesser) den ungefähren Abstand zwischen Kompressor und Fehlerstelle zu ermitteln. Nachdem letztere annähernd bestimmt ist, wird hier eines der Rohrstücke, welches sich zum leichten Herausnehmen besonders eignet, entfernt; in das freigelegte Rohrende werden dann zusammenfügbare Gestänge hineingeschoben und die Patrone angehängt und herausgezogen oder fortgestoßen. Auch durch Anschluß von Preßluftpumpen oder -flaschen am freigelegten Rohr können die Büchsen weitergetrieben werden. Die Postsachen werden in der Zwischenzeit über andere pneumatische Linien gesandt oder mittels Wagen zu ihren Bestimmungsanstalten befördert.

6. Briefbeutelsicherung für Wertsendungen.

Eingeschriebene Postsachen werden in besonderen, mit Schlössern versehenen Ledersäcken meist in den gewöhnlichen Patronen befördert; die Schlösser auf diesen Säcken sind mit zuverlässigen Zählvorrichtungen versehen, welche sich bei jedesmaligem Oeffnen des Sackes betätigen. Wenn daher eine solche Sendung von einem Amte aufgegeben wird, kann man an Hand der Nummer, welche auf dem Schloß erscheint, ohne weiteres feststellen, ob der Sack auf den Zwischenstationen unbefugt geöffnet worden ist oder nicht. Patronen mit Sonderversperrungen sind selten im Gebrauch.

7. Büchsenbestandsverteilung.

Die verschiedenen Rohrpostämter jedes Netzes sind untereinander telephonisch verbunden; nach Maßgabe eines genauen Verteilungsplanes sollen die Stationen zu jeder Stunde eine bestimmte Anzahl von Patronen zur Verfügung erhalten. Auf diese Weise wird vermieden, daß eine Verkehrsanstalt bei Anhäufung von Briefschaften nicht genügend Büchsen besitzt, um seine Postsachen zu befördern. Wenn nun bei einem Amte mehr Patronen eingehen, als abgesandt werden und die Anzahl der Büchsen in einer Station über die dem Verteilungsplane entsprechende Grenze steigt, werden nach Maßgabe dieses Planes leere Patronen weitergeschickt. Kommen letztere an einem Amte an, bei dem die zulässige Bestandsgrenze ebenfalls überschritten ist, dann werden sie sofort an die nächste Station weitergegeben usw., bis die leeren Patronen schließlich bei einer Dienststelle bleiben, deren Vorrat sich unterhalb der zulässigen Grenze befindet.

8. Maschinenstationen.

Die beste Betriebsart ergibt sich bei kurzen, höchstens 5^{km} langen Versorgungsstrecken. Für die Anordnung von Maschinen in möglichst vielen Rohrpostämtern spricht (trotz des durch diese weitgehende Dezentralisation bedingten größeren Anschaffungsaufwandes) der Umstand, daß bei ausgiebiger Unterteilung der Kraftanlagen, abgesehen von allenfallsigen Betriebskostenverringerungen, die Wirkungen von Betriebsmängeln, welche durch Apparatenfehler, durch Rohrbrüche, Rohrverstopfungen usw. hervorgerufen sind, sich auf ein Mindestmaß beschränken.

Die komprimierte Luft wird bei den meisten Maschinenstationen durch Kolbenkompressoren erzeugt, welche für die in Frage kommenden (verhältnismäßig niedrigen) Drucke

besonders konstruiert sind. Die Pumpen stehen teils in Verbindung mit Kolben- oder Turbodampfmaschinen, teils sind sie mit Elektromotoren gekuppelt. Die P.S.-Leistungen der Maschinen schwanken zwischen 12 und 200 P.S. In Newyork sind neuerdings Turbokompressoren eingebaut worden; sie haben sich gut bewährt. Die Kraftstationen sind so bemessen, daß Fahrgeschwindigkeiten von 30 bis 60 km/Std. gewährleistet sind; größere Geschwindigkeiten als durchschnittlich 50 km/Std. haben sich als unwirtschaftlich erwiesen, weil die hiermit erzielten Zeitgewinne durch zu hohe Betriebskosten (großer Büchsen- und Apparatenverschleiß) erkauft sind. Bei den Kolbenpumpenstationen sind größere Ausgleichsluftspeicher als bei Anlagen mit rotierenden Gebläsen erforderlich.

c) Hausrohrpost der „Nordstern"-Versicherungs-A.-G. in Schöneberg-Berlin.

Als Beispiel einer dem neuesten Stande deutscher Technik entsprechenden Paketrohrpostanlage sei die von Paul Hardegen & Co., Berlin, für die Versicherungsaktiengesellschaft „Nordstern" in Schöneberg-Berlin während des Jahres 1914 hergestellte pneumatische Einrichtung hervorgehoben *), enthaltend 1942 m schmiedeiserne Muffenfahrrohre von 150 mm Innendurchmesser, 26 über eine Sammelstelle verbundene Rohrpoststationen mit 52 Apparaten, 9000 m Signalleitungen und eine Kraftstation mit zwei elektrisch betriebenen Gebläsen von je 13 bis 15 cm^3 minutlicher Luftansaugeleistung, bei 10 P.S. durchschnittlichem Kraftbedarf bzw. 15 P.S. Höchstleistung.

Der bei Hausrohrpostanlagen gut eingeführte Betrieb mit dauernd im Fahrrohr strömender Luft war infolge des durch den großen Rohrdurchmesser bedingten Luftverbrauches nicht zu benutzen. Als am zweckmäßigsten und wirtschaftlichsten war der absatzweise Betrieb mit Druckluft, und zwar in je einem Fahrrohr hin und zurück, anzusehen. Der nutzbare Laderaum der Büchsen für die zusammengerollten Aktenbündel wurde zu 120 × 400 mm festgelegt; bei dem Rohrdurchmesser von 150 mm bleibt demnach zwischen dem Mantel der Büchse und der Rohrwandung ein Spielraum von 13 mm. Zur Abdichtung und zum Vermindern der Reibung ist die im Leerzustande fast 3 Pfd. (bei Höchstbeladung nahezu 11 Pfd.) wiegende Büchse mit zwei Manschetten (Treibringen) versehen. Aus der Länge, dem Durchmesser und der Gestalt der Büchse ergab sich der kleinste Bogenhalbmesser zu 3 m. Der Büchsenverschluß besteht aus einer, an der Büchse befestigten Klappe mit einer Verriegelung derart, daß der Riegel bei geöffneter Stellung über den Rand der Büchse hinausragt. Daraus ergibt sich, daß keine Büchse mit unverriegeltem Deckel in das Fahrrohr eingeführt werden und der Verschluß sich während der Fahrt nicht öffnen kann. Der Verschlußdeckel trägt außerdem noch die zur Kennzeichnung der Empfangsstelle dienende Einstellvorrichtung, die aus einer drehbaren Scheibe mit der Nummer der Stationen und einer Raste mit Pfeil besteht.

*) Vergleiche „Dinglers Polytechnisches Journal", Berlin 1916, Band 331, Heft 7. (Aufsatz von Baurat Kasten) und den Rohrpostkatalog 1916 der Firma Paul Hardegen (Berlin).

Die Hardegenschen Paketrohrpostapparate sind sowohl zum Senden als auch zum Empfangen benutzbar. Beim Absenden soll die Büchse leicht eingeführt und in dem Apparat gelagert werden können. Die Treibringe haben den Querschnitt gut abzudichten, damit keine Luft vorbeiströmen kann und der Druck der Treibluft voll für die Beschleunigungsarbeit ausgenutzt wird. Beim Empfangen wird die von der Büchse verdrängte Vorluft zum Abströmen gebracht, der Fall der Büchse aufgefangen und so abgebremst, daß kein störendes Geräusch entsteht; auch ist Vorsorge getroffen, daß die Büchse nicht beschädigt und zusammengestaucht wird (Luftpuffer). Entsprechend der Zahl der Stationen erhielt die im Obergeschoß aufgestellte Zentrale 26 Apparate, die in vier Reihen aufgestellt sind. Die Stationen wurden mit einer Signaleinrichtung versehen, welche das Besetztsein eines Rohres in roter, die Ankunft einer Büchse in grüner Lampe wahrnehmen läßt; um durch Abstellen der Treibluft für einen sparsamen Luftverbrauch zu sorgen, ist eine selbsttätige, von der eintreffenden Büchse in Gang gesetzte Abstellvorrichtung eingebaut, die von einem unter dem Boden des Apparates angebrachten Kontakt durch einen Magneten betätigt wird, der in gleichem Stromkreis liegt wie die grün bzw. rot leuchtende Ankunftslampe. Der Magnet bewegt einen Steuerkolben, der Treibluft unter den Luftschieber treten läßt und diesen in die Abschlußstellung führt. Um den Betrieb auf alle Fälle sicherzustellen, ist außer der Betriebsmaschine ein Aushilfsgebläse gleicher Leistung (13 bis 15 $cm^3/_{min}$ bei 170 bis 200 minutlichen Umdrehungen und 1500 mm WS mittlerer Luftspannung) vorgesehen. Die erstere läuft dauernd, während die zweite Pumpe durch ein Kontaktmanometer nach Bedarf geschaltet wird. Die Anlagekosten der Gesamteinrichtung belaufen sich auf etwa 100000 M., davon entfallen rund 30000 M. auf die Fahrrohre, 38000 M. auf die Apparate, 12000 M. auf die Maschinenanlagen und der Rest auf die Zubehörteile (Luftrohre, Signale, Büchsen usw.). Die Stromkosten betragen bei einem Satz von 16 Pf./KW-Std. (Gleichstrom) rund 2400 M. für ein Betriebsjahr, also etwa 8 M. für einen Betriebstag. Hierfür werden täglich rund 900 Büchsen befördert, so daß für eine Büchse im Durchschnitt 5,55 WS zum Preise von 0,88 Pf. aufzuwenden sind. Das wirtschaftliche Ergebnis gestaltet sich günstiger, sobald die Anlage, deren Leistung sich um das Doppelte steigern ließe, voll benutzt sein wird.

Prof. O. Franzius' Entwurf zu einem Kanal von der Nordlinie des Mittellandkanals nach Bernburg (Saale).

Von E. Schütz, Regierungsbaumeister (Hannover).

Die Kriegszeit mit ihren durch Ueberlastung der Eisenbahnen hervorgerufenen Transportschwierigkeiten hat mehr denn je den hohen Wert durchgehender und leistungsfähiger Binnenwasserstraßen erwiesen und hat insbesondere überzeugend dargetan, welche großen Vorteile nicht nur in verkehrstechnischer, sondern auch in militärischer Hinsicht eine vollwertige Verbindung zwischen dem westlichen und östlichen Wasserstraßennetz bieten würde. Diese Verbindung durch Verlängerung des während des Krieges fertiggestellten Rhein-Hannover-Kanals bis zur Elbe zu schaffen, ist das gemeinsame Ziel zahlreicher Interessentenvereinigungen, mögen sie nun in erster Linie die südliche oder die nördliche Linienführung erstreben. Beide Linien haben natürlich ihre Vor- und Nachteile, für den großen Durchgangsverkehr aber dürfte doch die Nordlinie mit ihren wenigen Schleusen und ihrer geringeren Gesamtlänge den Vorzug verdienen. Es ist daher lebhaft zu begrüßen, daß einer der Hauptvertreter der nördlichen Linienführung durch den vorliegenden Entwurf den Beweis erbracht hat, daß man auch bei der Wahl der Nordlinie die Braunkohlen- und Kalilager des Bernburger und Staßfurter Bezirks leicht und ohne große

Kosten an den Mittellandkanal anschließen kann, sowohl an die alte Havestadt und Contagsche Nordlinie, wie auch an die vom Verfasser vorgeschlagene neue nach Süden verschobene Linienführung.

Es wurden zwei Linien bearbeitet, die jedoch 32 km lang denselben Weg verfolgen und sich erst dann trennen. Beide sind nach Ersteigung der Höhen westlich von Magdeburg in langer Scheitelhaltung weitergeführt, während aber die Linie A dann in mehreren Haltungen zur Saale hinabsteigt, um die verschiedenen Braunkohlen- und Kaliwerke usw. möglichst unmittelbar an den Wasserweg anzuschließen, ist die Linie B in einer Haltung bis nach Bernburg durchgeführt, um den Kanal später, ohne jeden Gefällverlust vermittels einer Kanalbrücke über die Saale nach Leipzig weiterführen zu können. Die Abmessungen der geplanten Schiffahrtsstraße entsprechen denen des Mittellandkanals, die Schleusen sind einschiffig (10 × 85 m) angenommen, ebenso soll der vorgesehene Stichkanal nach Westeregeln nur einschiffig ausgeführt werden. Die untere nördliche Haltung ist auf die Höhe der anschließenden Haltung des Hauptkanals gelegt, so daß eine Uebergangsschleuse entbehrlich wird. Es ist aber auch ohne Schwierigkeit möglich, die Scheitelhaltung des Mittellandkanals bis nach Magdeburg durchzuführen, wodurch nicht nur eine Schleuse des Zweigkanals erspart, sondern auch ermöglicht wird, dem Hauptkanal bequem Speisewasser zuzuführen, da ihm alles Schleusungswasser der Nordschleusen dann von selbst zufließt.

Die Speisung des Bernburger Kanals erfolgt in den wasserreichen Monaten aus der Bode, in der trockenen Zeit aus der Saale, jedoch kann bei entsprechendem Ausbau der Bodetalsperren auch das ganze Wasser der Bode entnommen werden.

Bei einem Vergleich beider Linien ist zu berücksichtigen, daß Linie A einschließlich Stichkanal nach Westeregeln um 3,1 Millionen Mark billiger ist als Linie B, aber rd. 3 Millionen Mark mehr an kapitalisierten Pumpkosten erfordert, die Gesamtjahresausgaben sind also für beide Linien annähernd die gleichen. Linie B hat aber ungünstigere geologische Verhältnisse als Linie A und liegt auch nicht so günstig zu den Bergwerken, wenngleich der Anschluß auch bei ihr noch bequem möglich ist. Andrerseits ist bei Linie B die Verbindung mit einem gegebenenfalls später zu erbauenden Kanal nach Leipzig besser zu erreichen. Welcher von den beiden Linien der Vorzug zu geben ist, kann nur nach weiteren Erwägungen entschieden werden, bei denen mit ausschlaggebend sein wird, ob man nur die obere Saale an den Mittellandkanal anschließen oder ob man mit einem Kanal weiter nach Leipzig gehen will.

Möge der vorliegende Entwurf dazu beitragen, im Streite um die größere Bauwürdigkeit der Nord- oder Südlinie des Mittellandkanals einen Ausgleich zu finden, damit sämtliche Interessentengruppen zum Heile des Ganzen sich einigen auf die Förderung eines gemeinsamen Plans. Dann wird dieser gemeinsamen Arbeit nach siegreichem Frieden in hoffentlich nicht zu ferner Zeit auch der Erfolg nicht versagt bleiben.

Zeitschriftenschau.

A. Hochbau,

bearbeitet von Professor Dr.-Ing. Michel in Hannover.

Oeffentliche Bauten.

Kirchliche Bauten von Prof. Heinrich Metzendorf in Bensheim (Bergstraße); von Baurat K. Krauß. — Mit Abb. (Kirche 1917, S. 2.)

Evangelische Kirche in Rothenbach (Schles.). Architekt Herbert Strumpff in Breslau. Baukosten 180 000 M. — Mit Abb. (Kirche 1917, S. 9.)

Erweiterung oder Neubau? Beispiele aus dem ländlichen Kirchenbau. Bespricht die vom Architekten Wilhelm Matthies in Bardowiek ausgeführten Bauten in Hohne, Dahlenburg, Handorf, Neuhaus und Pattensen. — Mit Abb. (Kirche 1917, S. 17.)

Gebäude für Verwaltungszwecke und Vereine. Richtpunkte für das Entwerfen kleinerer Empfangsgebäude in Bayern; von R. Poeverlein. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 22.)

Neues Justizgebäude in Schwerin in Mecklenburg. Architekt Min.-Baurat Paul Ehmig in Schwerin. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1917, S. 1.)

Die neuen Güterschuppen in und um Stuttgart; vom Königl. Baurat Martin Mayer. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 169.)

Neues Polizeidienstgebäude in Königsberg i. Pr. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 49.)

Rathaus in Aumund. Abb. von Wettbewerbs-Arbeiten. (Deutsche Konkurr. Heft 380; Bd. 32, Heft 8.)

Rathaus in Rotthausen. Abb. von Wettbewerbs-Arbeiten. (Deutsche Konkurr. Heft 374; Bd. 32, Heft 2.)

Amtshaus in Werne. Abb. von Wettbewerbs-Arbeiten. (Deutsche Konkurr. Heft 374; Bd. 32, Heft 2.)

Sparkasse in Mühlhausen i. Th. Abb. von Wettbewerbs-Arbeiten. (Deutsche Konkurr. Heft 375; Bd. 32, Heft 3.)

Kreissparkasse in Jüterbog. Architekten Paulus & Lilloe in Berlin. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 89.)

Bezirksgebäude in Zürich. Architekten Pfleghard & Häfeli. — Mit Abb. und Bildbeilagen. (Schweiz. Bauz. 1917, I, S. 1.)

Gebäude für Unterrichtszwecke. Königliches Realgymnasium in Oberhausen (Rheinland). Entwurf von Prof. F. Pützer, Darmstadt; Ausführung durch Beigeordneter Jüngerich, Oberhausen. — Mit Tafeln. (Baumeister 1917, S. B. 19.)

Neubau der städtischen höheren Mädchenschule an der „Kleinen Helle" in Bremen. Erbaut vom Hochbauamt I in Bremen. — Mit Abb. u. Bildbeilage. (Deutsche Bauz. 1917, S. 33.)

Evang. Schule mit Kinderheim in Schirgiswalde i. S. Abb. eines Wettbewerbs- und eines Ausführungsentwurfs. (Deutsche Konkurr. Heft 377; Bd. 32, Heft 5.)

Mecklenburgische Schulen. — Mit Abb. (Schulhaus 1917, S. 3.)

Neubau der Königlichen Taubstummen-Anstalt Leipzig; von Baurat Dipl.-Ing. Erich Schmidt. — Mit Abb. (Schulhaus 1917, S. 69.)

Einiges über den Gebrauch von Schulen als Hilfskasernen; von V. van Lissa in Rotterdam. (Schulhaus 1917, S. 54.)

Schulneubauten im Kreise Kreuznach. — Mit Abb. (Schulhaus 1917, S. 39.)

Gebäude für Gesundheitspflege und Rettungswesen. Das neue städtische Krankenhaus in Berlin-Lichtenberg; von Stadtbaurat Uhlig. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 102.)

Schwimm- und Badeanstalt in Kassel. Abb. von Wettbewerbs-Arbeiten. (Deutsche Konkurr. Heft 379; Bd. 32, Heft 7.)

Neubau des Hallenschwimmbades in Mannheim; von Stadtbaurat Perrey. — Mit Textabb. und Abb. im Atlas. (Z. f. Bauw. 1917, S. 35.)

Erziehungs- und Wohlfahrtsbauten von Carl Kujath in Berlin. — Mit Abb. u. Bildbeilage. (Deutsche Bauz. 1917, S. 117.)

Kinderheim in Magdeburg. Abb. von Wettbewerbs-Arbeiten. (Deutsche Konkurr. Heft 378; Bd. 32, Heft 6.)

Wohltätigkeitsanstalten. Altersheim in Rogasen. Abb. von Wettbewerbs-Arbeiten. (Deutsche Konkurr. Heft 375; Bd. 32, Heft 3.)

Gebäude für Kunst und Wissenschaft. Neubau des Königlich Sächsischen Hauptstaatsarchivs in Dresden; von Finanz- und Baurat Koch in Zwickau. — Mit 26 Textabb. und Bl. 46—49 im Atlas. (Z. f. Bauw. 1916, S. 485.)

Die Deutsche Bücherei in Leipzig (s. 1917, S. 317). — Mit Abb. u. Tafeln. (Baumeister 1917, S. 2.)

Die Deutsche Bücherei in Leipzig; von Reg.-Bmstr. a. D. Max Reimann. — Mit Textabb. u. Abb. im Atlas. (Z. f. Bauw. 1917, S. 1.)

Neubau des Mineralogisch-Geologischen Instituts der Bergakademie in Freiberg i. Sachsen. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 158.)

Gebäude für Ausstellungszwecke. Werdandihalle auf der Baltischen Ausstellung in Malmö. — Mit Abb. (Neudeutsche Bauz. 1917, S. 65.)

Gebäude für Vergnügungszwecke. Das Licht-Schauspielhaus; von Architekt Oswald Schiller in München. — Mit Tafeln. (Baumeister 1917, S. B 6.)

Falsch angelegte Vorführungsräume für Lichtspielhäuser; von Regierungsbaumeister Emele in Karlsruhe. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 54.)

Leichenhäuser und Friedhöfe. Ehrenfriedhof der Stadt Barmen; von Köhler. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 75.)

Friedhof in Mülheim a. d. Ruhr. Abb. von Wettbewerbs-Arbeiten. (Deutsche Konkurr. Heft 376; Bd. 32, Heft 4.)

Privatbauten.

Wohn- und Geschäftshäuser. Betrachtungen über den Wiederaufbau von Ostpreußen; von Karl Boyler. (Städtebau 1916, S. 129.)

Bauten von Architekt Heinz Lassen in Berlin. — Mit Abb. und Tafeln. (Baumeister 1917, S. 9.)

Die preisgekrönten Wettbewerbsentwürfe für die Kleinhaussiedelung „Friesland" in Emden. — Mit Abb. und Tafeln. (Städtebau 1917, S. 4.)

Schloßbauten. Oranienbaum; von Architekt Jos. Konert in Erfurt. — Mit Abb. und Bildbeilage. (Deutsche Bauz. 1917, S. 105.)

Werkstatt- und Fabrikgebäude. Müllverbrennungsanlage der Stadt Frankfurt a. M. Arch. Hans Dasen. — Mit Abb. (Industriebau 1917, S. 2.)

Grundwasserwerk in Hattersheim. Arch. Hans Dasen. — Mit Abb. (Industriebau 1917, S. 9.)

Schuhfabrik Rollmann & Mayer in Köln. Archit. Peter Gärtner, Mitarbeiter J. Berns. — Mit Abb. (Industriebau 1917, S. 17.)

Werkstättenhäuser für Ostpreußen; von Ing. G. Hartmann. (Industriebau 1917, S. 24.)

Kornspeicher auf dem Lande; von Arch. Friedrich Huth. (Industriebau 1917, S. 29.)

Gasfabrik im Industriegelände des Frankfurter Osthafens. Arch. Prof. Peter Behrens und Hans Dasen, städt. Baumeister. — Mit Abb. (Industriebau 1917, S. 33.)

Elektrizitätswerk in Calw. Architekten: Prof. Schuster und Dolmetsch in Stuttgart. — Mit Abb. (Industriebau 1916, S. 173.)

Getreidesilo der Firma Vereinigte Kunstmühlen Landshut, A.-G., in Landshut. — Mit Abb. (Industriebau 1916, S. 186.)

Neubauten der Kaliwerke Aschersleben. Archit. Dr.-Ing. Heckner. — Mit Abb. (Industriebau 1916, S. 191.)

Der Neubau des Gräflich von Moyschen Hofbrauhauses in Freising; von Prof. Th. Ganzenmüller. — Mit Abb. (Industriebau 1916, S. 144.)

Hochbaukonstruktionen.

Die Bautechnik im Kriege, Schützengräben und Unterstände; von S. Langenberger. — Mit Abb. (Baumeister 1917, S. B 3.) — Weg- und Unterkunftsbauten. — Mit Abb. u. Tafeln. (Ebenda, S. B 11.)

Zimmerwerke des Mittelalters. Die Turm- und Dachkonstruktionen der St. Johanniskirche, der St. Michaeliskirche und der St. Nikolaikirche in Lüneburg; von Stadtbauführer F. Havemann. — Mit Textabb. (Z. f. Bauw. 1916, S. 575.)

Feuerbeständigkeit weicher Bedachungsarten. Besprechung von Versuchsergebnissen. (Deutsche Bauz. 1917, S. 138.)

Beschädigung von Bauwerken durch Grundwasser und Sickerwasser; von Stadtbaurat Bredtschneider in Charlottenburg. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 104.)

Korkersatzstoffe zu Isolierungs- und anderen Zwecken; von Ing. G. Hartmann. (Industriebau 1917, S. 28.)

Sorel- und Hochofenzement, Schlacken- und Gußeisenbeton; von Prof. Dr. T. Rohland in Stuttgart. (Neudeutsche Bauz. 1917, S. 18.)

Preßzement-Verfahren; von Arch. Friedrich Huth. (Industriebau 1916, S. 172.)

Denkmäler.

Bismarckturm bei Schönhausen. Abb. von Wettbewerbs-Arbeiten. (Deutsche Konkurr. Heft 374; Bd. 32, Heft 2.)

Geschichtliche Bauten und Kriegerehrung; von F. W. Bredt. Vorschlag, Burgruinen u. dergl. zu Gedächtnisstätten umzuwandeln. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1917, S. 14.)

Kriegerdenkmal auf dem Friedhofe zu Robermont bei Lüttich; von Prof. Emil Hoegg. — Mit Abb. (Neudeutsche Bauz. 1917, S. 1.)

Kriegergräber und Kriegerdenkmäler im Felde und in der Heimat; von Zetzsche. — Mit Abb. (Kirche 1916, S. 168.)

Denkmalpflege.

Das Osthofentor in Soest als Kriegsmuseum; von Baurat Meyer. — Mit Abb. (Denkmalpflege 1917, S. 12.)

Bauwerke der Stadt Kalisch; von Julius Kohte. —Mit Abb. (Denkmalpflege 1917, S. 3.)

Fürsorge für kriegsbeschädigte Bauhandwerker im Dienst der Denkmalpflege und der Bauwissenschaft; von Stadtbaurat a. D. Seevers in Hildesheim. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1917, S. 133.)

Städtebau.

Stadterweiterung im Verhältnis zur Wohndichtigkeit; von Theodor Goecke. Die Erweiterung des Stadtgebietes wächst nicht in dem Maße, wie die Bebauungshöhe sinkt, sondern bleibt erheblich darunter. — Mit Abb. (Städtebau 1917, S. 2.)

Künstlerischer Städtebau als Kulturfrage; von Arch. Franz Steinbrücker. (Städtebau 1916, S. 109.)

H. P. Berlage und sein Erweiterungsplan für Amsterdam-Süd; von Max Eisler in Wien. — Mit Abb. und Tafel. (Städtebau 1916, S. 112.)

Bebauungsvorschläge für das Umbaugebiet südlich der Steinstraße in Hamburg. Abbildungen von Wettbewerben. (Deutsche Konkurr. Heft 373; Bd. 32, Heft 1.)

Wettbewerbsentwürfe für die Stadterweiterung von Soest; von Theodor Goecke. — Mit Abb. und Tafeln. (Städtebau 1916, S. 121.)

Neue Staffelbauordnung von Newyork, mitgeteilt und besprochen von Dr.-Ing. Stübben. — Mit Tafeln. (Städtebau 1916, S. 125; Deutsche Bauz. 1917, S. 10.)

Utrecht; von Dr.-Ing. W. B. Peteri in Soerabaya. — Mit Abb. und Tafeln. (Städtebau 1916, S. 104.)

Bebauungsplan für Meißen. Verfasser Prof. Ewald Genzmer in Dresden. — Mit Abb. u. Tafeln. (Städtebau 1916, S. 97.)

Laubensiedelung und Grünfläche; von Gartenarchitekt H. Maasz in Lübeck. — Mit Tafel. (Städtebau 1916, S. 108.)

Städtischer Baublock in Magdeburg. Abb. von Wettbewerbs-Arbeiten. (Deutsche Konkurr. Heft 377; Bd. 32, Heft 5.)

Lillo in Belgien, eine städtebauliche Merkwürdigkeit; von Alex Baerwald. In einer alten Befestigung angelegte Ansiedelung. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 109.)

Rechtliche Fragen.

Entwurf für ein Städtebau-Gesetz; von Arch. Siegfried Sitte in Wien. (Städtebau 1917, S. 7.)

Das Stimmrecht der höheren technischen Beamten in bayerischen Städten. (Deutsche Bauz. 1917, S. 141.)

Die Unfallversicherungspflicht baukünstlerischer Betriebe; von Rechtsanwalt Dr. Kayser in Berlin. (Neudeutsche Bauz. 1917, S. 9.)

Allgemeines.

Vom Wesen des Schaubildes; von Schlemm. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 165.)

E. Eisenbahnbau,

bearbeitet vom dipl. Ingenieur Alfred Birk, o. ö. Professor an der k. k. Deutschen Technischen Hochschule in Prag.

Linienführung und Allgemeines.

Lokalbahnen oder Automobillinien; von Ing. H. R. v. Littrow. (Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1917, S. 180.)

Anlagekosten österr. Lokalbahnen (vgl. 1915, S. 126); von A. Birk. Ermittelung auf Grund der Ergebnisse der böhmischen und steiermärkischen Landesbahnen. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1917, S. 101.)

Dreiklassen- oder Vierklassensystem? (vgl. 1915, S. 126). Beitrag zur Frage der Tariferhöhung der Eisenbahnen von Obering. F. Žežula. (Rundschau f. Technik u. Wirtsch. 1917, S. 17.)

Zum Bau der Wiener Umfahrungslinien. Beschreibung des Verschiebebahnhofes Breitensee und der Jedlersdorfer Schleife. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1917, S. 35.)

Bedeutung der deutschen Kolonialbahnen für die deutschen afrikanischen Schutzgebiete. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 162.)

Betriebsergebnisse.

Verwaltungsbericht der württembergischen Staatseisenbahnverwaltung f. d. Jahr 1915 (s. 1917, S. 143). (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1917, S. 11.)

Eisenbahnen Russisch-Turkestans während des Krieges. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 27.)

Eisenbahnen Chiles (vgl. 1917, S. 144). Auszug aus der Martnerschen Arbeit. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 18.)

Ausgeführte Bahnen.

Die Wiener Umfahrungsbahnen. — Mit Karte. (Rundsch. f. Techn. u. Wirtsch. 1917, S. 55.)

Die Schmalspurbahn Biel-Meinisberg-Büren und das Trieb-Drehgestell nach Liechty. — Mit Abb. (Rundsch. f. Techn. u. Wirtsch. 1917, S. 2.)

Eisenbahnoberbau.

Feststellung von Gleisbewegungen unter dem Zuge. Dem bei den sächsischen Staatsbahnen angewandten Verfahren lag der Gedanke zugrunde, die Lage der Schiene im Raume vor und während der Befahrung dadurch bildlich aufzunehmen, daß sich die Außenseite und die Unterseite der Schiene in weiches Wachs abdrückten, das in zwei gleichen, entsprechend geformten und befestigten Holzrahmen gefaßt war. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1917, S. 92.)

Berechnungen am Schienenstoße unter bewegter Last (s. 1917, S. 145); von Dr.-Ing. H. Saller. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1917, S. 25.)

Schienenbefestigung von Hoffmann für Arbeit- und Löschgruben. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1917, S. 55.)

Schienen-Verladebock nach Rischboth. — Mit Abb. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1917, S. 27.)

Ausbildung von Weichen. Mitteilungen über neuere Bauarten und Verbesserungen und der damit gemachten Erfahrungen. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1917, S. 107.)

Maßnahmen zur Sicherung der Lage von Weichenstraßen. Eine dauerhafte Festlegung der geometrisch richtigen Lage von Weichen und Gleisanlagen ist technisch zweckmäßig, wirtschaftlich gerechtfertigt und leicht auszuführen. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1917, S. 19.)

Zweimittige Korbbogen. Erläuterung des Verfahrens von Herzka an einigen Beispielen. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1917, S. 4.)

Bahnhofsanlagen und Eisenbahnhochbauten.

Richtpunkte für das Entwerfen kleinerer Empfangsgebäude in Bayern. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 22 u. 34.)

Die neuen Güterschuppen in und um Stuttgart. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 171.)

Elektrischer Betrieb.

Die elektrischen Stadtschnellbahnen der Vereinigten Staaten von Nordamerika (s. **1915**, S. 260). Stand der Bauarbeiten im ersten Halbjahre 1906 in New-york, Boston, Philadelphia, Chikago, Cleveland, Cincinnati und Pittsburg. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1917, S. 87.)

Aufsergewöhnliche Bahnen.

Die Drahtseilbahn Treib-Selisberg überwindet bei einer wagerechten Länge von 1101^{m} und einer Steigungslänge von $1150{,}72^{m}$ einen Höhenunterschied von $330{,}03^{m}$. Die Steigungen wechseln von unten nach oben mit 20, 28, 25 und 35 %; Gefällausrundungen parabolisch. Eingehende Beschreibung. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1917, I, S. 120, 129.)

Eisenbahnbetrieb.

Die Bedeutung des Ablaufberges für den zeitgemäßen Eisenbahnbetrieb; von Reg.-Baumstr. Werner. — Mit Abb. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1917, S. 117.)

Sicherung des Zugverkehrs durch elektrische Blockapparate auf der Strecke Olten-Tecknau der neuen Hauensteinlinie. Das Blocksignal liegt im Tunnel, es waren daher zu seiner Bedienung besondere Einrichtungen notwendig. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1917, I, S. 81.)

Signalbegriffe und ihre Darstellung. Vorschläge für eine Neuerung der Signalordnung von Christiansen. — Mit Uebersicht. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1917, S. 65.)

Zur Frage des dreibegriffigen Vorsignals (vgl. **1917**, S. 147). Dempwolff empfiehlt die Einführung eines unsymmetrischen Tagsignalbildes für die Signale 9 und 10. — Mit Abb. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1917, S. 49.)

Orientierungssignale; von Wilhelm Prokov. (Oesterr. Eisenb.-Z. 1917, S. 39, 51.)

Entwickelung der elektrischen Zugbeleuchtung (vgl. **1917**, S. 148). Besprochen werden die Zugbeleuchtung von Dick, von der Gesellschaft für elektrische Zugbeleuchtung, von Brown-Bovery A.-G., von Vickers und von Pintsch-Grob. — Mit Abb. (Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1917, S. 93, 104.)

F. Grund- und Tunnelbau,

bearbeitet vom Geh. Baurat L. v. Willmann, Professor an der Technischen Hochschule zu Darmstadt.

Grundbau.

Rammformeln und Tragfähigkeit der Pfähle; von Heinrich Will. Es wird dargelegt, daß die Brixsche Formel zu Vergleichberechnungen wenig geeignet ist, da sie nur bedingt brauchbare Werte gibt, wenn die Sicherheitszahl nicht zu hoch eingesetzt wird, und dann auch nur, wenn es sich um Holzpfähle handelt, die mit kleinen Rammbären eingerammt werden. Bei den heutigen Verhältnissen, wo es sich bald um Holzpfähle, bald um Eisenbetonpfähle handelt und auch die Bärgewichte sehr verschieden sind, wird die Formel: $W = \frac{Q^2 \cdot h}{(Q + G)y}$ empfohlen, worin Q das Bärgewicht, h die Fallhöhe, y die Eindringungstiefe beim letzten Schlage und G das Pfahlgewicht bedeuten. Die Sicherheitszahl wird dann nahe bei $s = 2{,}5$ liegen und auch gleichzeitig der wirklichen Sicherheit entsprechen. Es werden Beispiele mit verschiedenen Annahmen durchgerechnet. — Mit Abb. (Beton u. Eisen 1917, S. 25.)

Größe der Reibung beim Absenken von Brunnen. Beim Absenken der Schächte nach dem längs dem Straßenbahn-Tunnel unter dem Chicagofluß laufenden, besonderen Tunnel für Wasserrohre und Leitungen wurde in weichem blauen Klaiboden die aus der Last berechnete Mantelreibung anfangs zu 0,36, später bei $7{,}62^{m}$ Länge des Brunnens zu $0{,}21\ ^{kg}/_{qcm}$ berechnet. Beschreibung der Ausführung der Schachtbrunnen. (Eng. record 1916, II, S. 108; Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1917, S. 48.)

Verfahren zur Entwässerung von Baugruben unter Wasser, D. R. P. 292136 für Hallinger & Co., G. m. b. H. in Hamburg. Es wird ein der Breite der trockenzulegenden Baugrube entsprechender, unten offener Turm verwendet, der auf einem fortschreitend zu errichtenden Gerüst verschiebbar ist und je nach der Tiefe der Wasseroberfläche niedriger oder höher eingestellt werden kann. Dieser Turm dient dazu, durch Preßluft das Wasser bis zur Unterkante des Turms und, wo erforderlich, noch tiefer zu verdrängen, ferner zu beiden Seiten der Baugrube Spundwände einzurammen und in der Flußsohle eine wasserdichte Decke einzubauen. Dann wird unter der Sohle des künftigen Bauwerks ein kleiner Stollen vorgetrieben, dessen Wandungen wasserdurchlässig sind, so daß das in den Stollen eintretende Wasser durch Pumpen hinausbefördert werden kann. Der Einbau des Bauwerks über dem Stollen und zwischen den Spundwänden kann dann ohne Anwendung von Preßluft im Trocknen erfolgen. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 16.)

Fortschritte der Druckluftgründung im Seebau unter Zuhilfenahme von Eisenbeton-Kästen; von C. Zschocke. Es wird ein Auszug aus dem „Die Hafenanlagen an der See" (s. **1917**, S. 140) überschriebenen Aufsatz gebracht. (Mitteil. über Zement usw. Nr. 3, S. 23, Beibl. d. Deutsch. Bauz. 1917.)

Gründung mit Hohlpfählen, die mit einer Spitze eingetrieben werden; von Knight. Stahlrohrpfähle mit Stahlgußspitze, die zur Gründung eines vierstöckigen Fabrikgebäudes benutzt wurden, werden in ihrer Anwendung beschrieben. — Mit Abb. (Eng. news 1916, II, S. 982.)

Verstärkungsarbeiten zur Herbeiführung der Standsicherheit dreier fehlerhaft gegründeter Pfeiler einer amerikanischen Eisenbahnbrücke. Der Grundbau dreier Pfeiler der 1883 erbauten Eisen-

bahnbrücke über den Arkansas bei Little Rock reichte nicht bis zum festen Fels hinab. Infolgedessen neigten sich die Pfeiler und mußten Verstärkungen erhalten, die innerhalb eines auf Senkkasten gegründeten Fangdammes ausgeführt wurden. — Mit Abb. (Verkehrswoche 1917, S. 61.)

Verfahren zum Absteifen von Baugruben, D. R. P. 292 919, Zusatz zum Patent 228 476 für Siemens & Halske (s. **1917**, S. 151). Die nach Patent 228 476 als Bundpfähle dienenden Röhren wurden nach dem neuen Patent dahin abgeändert, daß statt der an ihnen befestigten Halter, gegen die sich die Schalungshölzer legen, mit Gelenken versehene Stäbe durch dazu in den Röhren angebrachte Löcher gesteckt werden. Diese Gelenkstäbe können dann in einfacher Weise beim Abrüsten durch Hakenbügel herausgezogen oder in die Röhren hineingestoßen werden und mit diesen zusammen heraufgezogen werden. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 115.)

Holzpfahl mit Eisenbetonaufsatz; von Mich. Heimbach (s. **1915**, S. 134). Der patentierte Eisenbetonaufsatz besteht aus einem Eisen- oder Stahlrohrstück, das den unter Wasser befindlichen Holzpfahl am oberen Ende umschließt und auf die Hirnfläche durch keilförmige Eisenringe aufgetrieben wird. Das überstehende Ende des Rohres nimmt den Eisenbetonpfahl auf. Vorzüge und die Anwendungsmöglichkeiten. Mit guter Bewährung wurde der Heimbachsche Pfahl bei der Gründung des Maria-Marta-Stiftes in Lindau am Bodensee verwendet. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1917, I, S. 125.)

Gründungspfahl mit zwei gleichachsigen Druckwasserleitungen. D. R. P. 292 444 für Edward Bignell in Lincoln (s. **1917**, S. 47). Durch ein den Pfahl durchsetzendes Doppelrohr wird mittels Druckwassers, das durch das mittlere Rohr aus der Spitze des Pfahls austritt, der Boden gelockert, so daß der schwach gerammte oder beschwerte Pfahl nachsinken kann, während im Zwischenraum zwischen dem mittleren und äußeren Rohr gleichfalls Druckwasser eingepumpt wird, das durch seitlich den Pfahl durchsetzende Rohransätze an der Außenfläche des Pfahles emporsteigt und das aufgeschwemmte Erdreich nach oben aus dem Senkloch herausbefördert. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 56.)

Der neue Ortpfahl der Bauart Zimmermann, D. R. P.; von H. Nitzsche. Als „Ortpfähle" werden Betonpfähle bezeichnet, die im Erdreich selbst hergestellt werden, gegenüber den „Fertigpfählen", die gerammt oder eingespült werden müssen. Nach ausführlicher Vergleichung der Vor- und Nachteile beider Ausführungsweisen werden die Herstellungsweisen des Zimmermannschen Ortspfahls in nassem und trockenem Erdreich eingehend beschrieben und seine Vorzüge hervorgehoben. Seine Eigenart besteht in der Ausbildung der Spitze und der Doppelrohre. — Mit Abb. (Mitteil. über Zement usw. Nr. 6, S. 46 u. Nr. 47, S. 53, Beibl. d. Deutsch. Bauz. 1917.)

Verfahren zur Herstellung von Beton- oder Eisenbetonpfählen an Ort und Stelle mit Verbreiterung des Betonkörpers am Fuß oder an sonstiger Stelle des Pfahlschaftes, D. R. P. 291 467 für die Internationale Siegwartbalken-Ges. in Luzern und für Wayß & Freytag in Neustadt a. d. Haardt (s. **1917**, S. 47). Die Eigenart des Verfahrens besteht darin, daß das Futterrohr nach Ausfüllung mit Beton hochgezogen, dann sofort wieder aufgefüllt und durch Rammen oder sonstigen Druck niedergedrückt wird, und dadurch den bereits aus dem Futterrohr herausgetretenen Beton breit und seitlich in den Boden hineindrückt. — Mit Abb. (Beilage S. 21 zu Nr. 21 der Deutsch. Bauz. 1917.)

Verfahren zur Herstellung tragfähiger Betonpfähle im Erdreich mittels eines Vortreibrohres. D. R. P. 293 396 für Moritz Keller in Dresden-Loschwitz. In einem Bohrrohr ist an einem Gestänge, das bis zum unteren Ende des Rohres reicht und oben in einem Lager auf dem Rohr unverschiebbar aufruht, unten eine Mörtelschnecke angebracht, durch deren Drehung der in das Rohr eingebrachte Betonmörtel aus dem Rohr herausgepreßt und mittels nasenförmiger Knaggen seitlich in das Erdreich gedrückt wird. Dadurch wird je nach dem Zustande des Erdreichs der Betonpfahl zunächst am unteren Ende, dann in verschiedenen Höhen je nach dem Anheben des Rohres seitlich verbreitert und tragfähig gemacht. — Mit Abb. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 168.)

Spundwände bei Ausschachtungen neben bestehenden Gebäuden; von W. Lesser (s. **1917**, S. 48). Das von Siemens & Halske für die Herstellung des Tunnels nächst dem alten Universitätsgebäude in Berlin angewendete patentierte Verfahren wird geschildert. (Städt. Tiefbau 1917, S. 21.)

Tunnelbau.

Unmittelbare Absteckung der Achse langer Gebirgstunnel für technisch-geologische Zwecke; von Pollack. Es wird darauf hingewiesen, daß die unmittelbare Absteckung der Tunnelachse mit entsprechenden Bohrungen und Schürfungen das geologische Längen- und Querprofil erheblich genauer bestimmen läßt und für die Tunnelausführung von großem Wert ist. Verschiedene Beispiele werden angeführt und besprochen. (Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1917, S. 27.)

Der Straßenbahntunnel Unter den Linden in Berlin (s. **1917**, S. 149) wurde kürzlich eröffnet. Kurze Beschreibung. (Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1917, S. 53.)

Der Spreetunnel der A.-E.-G.-Schnellbahn in Berlin an der Jannowitzbrücke (s. **1917**, S. 152) nähert sich seiner Vollendung. Die Tunnelsohle war Mitte November 1916 in ihrer ganzen Länge eingebaut. Die Seitenwände wurden bis etwa zur halben Höhe hochgeführt. Beim Einbau der Tunneldecke waren besondere Schwierigkeiten zu überwinden. Da sie wasserdicht sein muß und zwischen der in das Spreebett versenkten Schutzdecke und der eigentlichen Tunneldecke kein Platz für die Dichtungsarbeiten blieb, hat man die Deckenträger zunächst in tieferer Lage ausgelegt und die Asphaltdichtung in Abschnitten von je 10 m darüber ausgebreitet. Diese Abschnitte wurden dann mit den Trägern durch große Lokomotivwinden bis zur vollen Höhe gehoben und nun sollen die Zwischenräume zwischen den Trägern mit Beton ausgespritzt werden. Nach Ausführung dieser Arbeiten und Abdichtung der Fugen in der Asphaltschicht werden die Seitenwandungen bis zur Decke hochgeführt. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenbahnverw. 1917, S. 172.)

Monatsausweise über die Arbeiten am Simplontunnel II (s. **1917**, S. 153). Vom Dezember 1916 bis März 1917 wurde zwar auf beiden Tunnelseiten fortgearbeitet, jedoch trat auf der Südseite Arbeitermangel ein und es ergaben sich Schwierigkeiten in der Beschaffung von Baustoffen, so daß im März die Arbeiten auf der Südseite eingestellt werden mußten. Im März betrug:

	Nordseite	Südseite	Zus.
vom Firststollen die Monatsleistung	148 m	— m	148 m
Stand am 31. März	7772 „	8184 „	15956 „
vom Vollausbruch die Monatsleistung	157 „	16 „	173 „
Stand am 31. März	7659 „	8177 „	15836 „
vom Widerlager die Monatsleistung	142 „	19 „	161 „
Stand am 31. März	7419 „	8184 „	15603 „

	Nordseite	Südseite	Zus.
vom Gewölbe die Monatsleistung	216 m	24 m	240 m
Stand am 31. März und vollendeter Tunnel	7404 „	8184 „	15588 „
in Hundertteilen der Gesamttunnellänge	37,4	41,2	78,6
der mittlere Schichtenaufwand täglich im Tunnel	417	140	557
im Freien	182	73	255
zusammen	599	213	812

(Schweiz. Bauz. 1917, I, S. 20, 79, 115 u. 172.)

Ein Tunnel unter der Donau wird von der rumänischen Regierung geplant, der an beiden Enden stark befestigt werden soll und aus strategischen Gründen einer Brücke vorzuziehen ist. Die Stelle des geplanten Tunnels wird nicht genannt. (Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1917, S. 159.)

Der zweite Mostytunnel der Kaschau-Oderberger Bahn wurde am 24. Januar 1917 in Benutzung genommen. (Z. d. Ver. deutsch. Eisenb.-Verw. 1917, S. 96.)

Die Tunnelbohrung unter dem Kanal (s. 1917, S. 154) erwartet die Zustimmung des englischen Parlaments. Der Lageplan des Zwillingstunnels sowie der Bau- und Betriebsplan werden mitgeteilt. Die Kosten werden auf rd. 323 Millionen M. geschätzt. — Mit Abb. (Eng. record 1916, II, S. 645.)

Der Durchschlag des 3795 m langen letzten Tunnels im Zuge der Bagdadbahn (s. 1917, S. 153) erfolgte am 15. November 1916, wodurch das letzte Hindernis der Fertigstellung der Bagdadbahn beseitigt ist. (Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1917, S. 31.)

Ein Straßentunnel unter dem Mersey ist zwischen den schon seit 1884 durch einen Eisenbahntunnel (s. Schweiz. Bauz. Bd. III, S. 41) verbundenen Städten Liverpool und Birkenhead geplant. Bei 4 km Länge sind die Kosten auf rd. 36 Millionen M. veranschlagt. (Schweiz. Bauz. 1917, I, S. 21.)

Die Ausführung des Roger Paß-Tunnels (s. 1916, S. 310) wird ausführlich beschrieben. Es wird geschildert, wie der Richtstollen mit Hilfe eines seitlichen Hilfstollens ohne Behinderung des Tunnelausbaues vorgetrieben wurde. — Mit Abb. (Proc. of Amer. soc. of civ. eng. 1917, Jan., S. 3—25.)

Rosevelt-Entwässerungstunnel des Cripple Creek-Distrikts. Zur Entwässerung von Goldminen wird ein Tunnel von 5,4 qm Querschnitt und 9,3 km Länge ausgeführt. Der Bauvorgang sowie die Einwirkung auf die Entwässerung der verschiedenen Minen wird geschildert. — Mit Abb. (Eng. news 1917, I, S. 8.)

Neue Ausführungsweise von Tunneln in veränderlichem Erdreich. Der Druckluftbetrieb verursachte wegen der Durchlässigkeit des Bodens Schwierigkeiten, daher mußte der Stollen ausgekleidet werden. Diese Auskleidung und die Wasserabführung werden besprochen. — Mit Abb. (Eng. news 1917, I, S. 231.)

Tieferlegung eines Straßenbahntunnels unter dem Chicagofluß. Unter einer eingebauten neuen Eisenbetondecke wurde der Tunnel vertieft und eine Verstärkung der Tunnelwandungen durch Beton vorgenommen. Beschreibung der Arbeitsausführung. — Mit Abb. (Eng. news 1916, II, S. 968.)

Clevelands neuer Wasserversorgungstunnel unter dem Eriesee ist vollendet. Der Tunnel wurde mit gegossenen Betonteilstücken ausgekleidet statt der sonst gebräuchlichen gußeisernen Auskleidung. Sumpfgaseinbrüche und Gegenmaßnahmen werden geschildert, ebenso eine Gasexplosion, die großen Schaden verursachte. Die Abweichung der Tunnelachsen betrug bei 5 km Länge 54 mm. — Mit Abb. (Eng. news 1917, I, S. 94.)

Fußgängertunnel in Triebsand in Oneida, Newyork; von C. V. Chamberlin. Herstellung dieses mit bewehrtem Grobmörtel ausgekleideten Tunnels unter den vier Hauptgleisen der Newyork-Zentralbahn in der James-Straße in Oneida. Die Gleise wurden durch Pfahlreihen in 4,27 m Abstand abgestützt, so daß zwischen ihnen und den Tunnelmauern Raum genug für Verkleidung und Verband blieb. In 2,5 m Tiefe wurde Sand und Wasser angetroffen, unter einer weiteren Klaischicht lag Triebsand. In 3,35 m Tiefe mußte vor Beginn der Ausschachtung eine stählerne Verkleidung eingetrieben werden, worauf das Wasser ausgepumpt wurde. Eine äußere Backsteinschutzschicht und Dichtung wurde vor Herstellung der Grobmörtelverkleidung angebracht. Die Grundmauern und Seitenwandungen erhielten fünffache Dichtung. — Mit Abb. (Age Gaz. 1916, I, S. 90; Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1917, S. 17.)

Tunnelbohrwagen; von S. P. Brown. Die zwei Arten von Bohrwagen, die beim Vortrieb des Mount Royal-Tunnels (s. 1917, S. 51) benutzt wurden, werden kurz beschrieben. — Mit Abb. (Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw. 1917, S. 17.)

H. Gewässerkunde, Meliorationen, Fluſs- und Kanalbau, Binnenschiffahrt,

bearbeitet von Regierungsbaumeister Schütz in Hannover.

Gewässerkunde.

Höchstwasserdurchfluß im südlichen Teil Europas; von Philipp Forchheimer. Es wird untersucht, inwieweit die nach vorhandenen Formeln, insbesondere nach der Kresnikschen und Lauterbachschen berechneten größten möglichen Höchstwassermengen von den in den Mittelmeerländern tatsächlich beobachteten abweichen. Auf Grund dieser Untersuchungen werden in einer Kartenskizze die Gegenden dargestellt, in denen sehr bedeutende Höchstwässer, die weit über die nach den Formeln berechneten hinausgehen, häufig auftreten, ebenso diejenigen, in denen sie seltener sind und in denen sie als ausgeschlossen gelten können. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 2.)

Neue Formel für die Ermittelung der größten Hochwassermengen; von Hofbauer. Die neue einfache Formel empfiehlt sich besonders für überschlägliche Berechnungen und liefert nach Untersuchungen für österreichische Verhältnisse und für Gebietsgrößen zwischen 10- und 20000 qkm brauchbare Ergebnisse. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 38.)

Ermittlung des Wasserspiegelgefälles offener Gerinne; von Schaffernak. Zur Verbesserung der Gefällsaufnahmen in der Natur wird ein neuartiges Meßgerät vorgeschlagen und des weiteren eine Rechenweise entwickelt, die es ermöglicht, aus dem ermittelten Gefälle die der gleichförmigen Bewegung des Wassers, mit der man es in natürlichen Wasserläufen fast nie zu tun hat, zukommende Neigung zu bestimmen. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 552.)

Die Fließwirbel; von Rümelin. Es wird das Entstehen sogenannter Fließwirbel, die sich vorwiegend beim Uebergang aus einem engen in einen weiten oder tiefen Querschnitt bilden, an der Hand von Beobachtungen besprochen, die am Werkkanal der Wasserkraftanlage Trostberg an der Alz gemacht worden sind. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 21.)

Der Märjelen-See und seine Abflußverhältnisse; von Hans Roth. Eingehende Besprechung einer hydrologischen Studie von O. Lütschg, die besonders

die Einzugsgebiete der Massa im Rhonegebiet und des Fiescherbaches umfaßt, dann auf den im Gebiet der Massa liegenden Märjelensee eingeht, aber auch die bis jetzt gewonnenen Ergebnisse aus anderen Gebirgsgewässern berücksichtigt. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, II, S. 141.)

Serpentinenbildung beim Oberrhein; von Th. Krauth. Unter Anlehnung an die Arbeit von Beyerhaus über „Die natürlichen Flußformen als Folge gesetzmäßiger Querneigungen und Querschwingungen des Wasserspiegels“ in Nr. 73 und 74 des Zentralbl. d. Bauverw. 1914 und die von Sommer über „Verbauung von Flußkrümmungen“ in Nr. 71 des Zentralbl. d. Bauverw. 1915 wird auf die Ursache der Serpentinenbildung beim Rhein eingegangen und kurz geschildert, wie den nachteiligen Wirkungen jener Stromgestaltung nach Möglichkeit begegnet wurde. Es wird ferner gezeigt, daß das Fahrwasser in einem schiffbaren Gewässer immer zwischen den festen Ufern hin- und herschlängeln wird und bei künstlicher Anlage, selbstverständlich der Natur des Flusses entsprechend und ohne allzurauhe Eingriffe in dieselbe, auch als solches angelegt werden muß. Für den Schiffahrtsbetrieb entstehen hierdurch keine besonderen Erschwernisse. — Mit Abb. (Z. f. d. gesamte Wasserwirtschaft 1916, S. 1.)

Berechnung der Länge von Ueberfällen in Bewässerungskanälen; von Dr.-Ing. Haller. Die von dem italienischen Ingenieur Pettazzi aufgestellte einfache Berechnungsweise wird mitgeteilt. (Z. f. d. gesamte Wasserwirtschaft 1916, S. 153.)

Durchquellung und Unterströmung von Deichen; von A. v. Horn. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 13.)

Windwirkung auf Gewässer; von Dr.-Ing. Winkel. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 52.)

Meliorationen.

Landesmeliorationen in der Rheinprovinz; von Meixner. Es wird die unter obigem Titel von Reg.- und Baurat Prof. Heimerle in Bonn in den Landwirtschaftlichen Jahrbüchern Berlin 1915 über die Geschichte, Entwicklung und den gegenwärtigen Stand der Wasserwirtschaft in der Rheinprovinz, besonders über die Landesmeliorationen veröffentlichte eingehende und übersichtliche Darstellung in großen Zügen mitgeteilt. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 381.)

Notwendigkeit der Durchführung der Bodenmelioration im Königreich Böhmen nach dem Krieg; von Joseph Kopecký. Es wird die Verbesserung des unter der Ackerkrume vorhandenen dicht gelagerten Untergrundes durch möglichst ausgedehnte Drainage befürwortet. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 539.)

Kulturingenieurarbeiten im ungarischen Oberlande. Kurze Mitteilungen. — Mit Abb. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 755.)

Fluß- und Kanalbau, Talsperren.

Die Fortführung der Marchregelungsarbeiten unter Verwendung Kriegsgefangener; von Grünhut. Kurze Mitteilungen. — Mit Abb. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 70; vgl. auch 1915, S. 189.)

Regelung der Donaustrecke bei Pozsony; von Grünhut. Kurze Mitteilungen über den weiteren Ausbau der in den Jahren 1886 bis 1896 ausgeführten Mittelwasserregelung durch Anlage von Niedrigwasserwerken. — Mit Abb. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 170.)

Ausbau der bayerischen Schiffahrtswege; von Grünhut. Es wird hauptsächlich die geplante Donau-Main-Wasserstraße in wirtschaftlicher und technischer Beziehung besprochen, daneben werden aber auch Angaben über die übrigen Schiffahrtswege gemacht. — Mit Abb. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 219.)

Wasserdruck auf kreiszylindrische Wände der Staumauern und Wehre; von Prášil. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 240; vgl. auch 1915, S. 127, 1913, S. 25 und 1912, S. 600.)

Der Deutsche Mittellandkanal. Kurze Mitteilungen über einen von Prof. Franzius hierüber gehaltenen Vortrag, in dem er die Frage untersucht hat, ob die vorgeschlagene nördliche oder südliche Linienführung in wirtschaftlicher Beziehung den Vorzug verdient. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 271.)

Eiserscheinungen in fließenden Gewässern; von Rudolph Halter. In dem lehrreichen Vortrag werden zunächst die Eisbildungen an sich und dann ihre Gefahren und die Mittel zu ihrer Bekämpfung besprochen. — Mit Abb. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 377.)

Die niederösterreichische Donau als Großschiffahrtsstraße; von Rudolf Reich. Es werden die in der niederösterreichischen Donau angestrebten bzw. erreichten Regelungsziele erörtert, besonders insoweit, wie sie die Ausgestaltung des Flusses zur Schiffahrtsstraße zum Zweck hatten, während die ausgeführten Hochwasserregelungsarbeiten ohne Berücksichtigung geblieben sind. — Mit Abb. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 489.)

Die Eisbildung und ihr Einfluß auf die Ausbildung der Stromrinnen, die Art der Regelung und die Ausnutzung des Wassers zu Zwecken der Landwirtschaft und Industrie; von Pollak. Nach einem Vortrage des Hofrats Victor Mayer werden Mitteilungen gemacht über die Eisbildungen, ihre Ursache, Entstehung und Wirkung, auch wird angegeben, welche Gesichtspunkte bei der Anlage von Stauanlagen, Werkkanälen usw. zu beachten sind, um Schädigungen durch Eis möglichst hintanzuhalten. Besonders bemerkenswert sind Angaben über die von Dr. Lüscher gegebene Erklärung der Grundeisbildung. Während sämtliche ältern Eistheorien mit dem Umstande rechnen, daß das Grundeis an der Sohle durch die vorhandene Kälte erzeugt wird, weist dieser nämlich nach, daß die Elemente der Grundeisbildung an der Oberfläche entstehen. Durch die in allen Flüssen mit stärkern Gefälle vorhandene Wirbelströmung kommen sie in die tieferen wärmeren Wasserschichten, werden hier haftfähig und setzen sich an Unebenheiten der Sohle usw. fest. Dieser Vorgang setzt sich dann so lange fort, bis der natürliche Auftrieb des auf diese Weise gebildeten Grundeises dem Spiel ein Ende macht. — Mit Abb. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 477; vgl. auch Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1916, S. 735.)

Die ungarische Donau als Teil der Verkehrsstraße für die Großschiffahrt nach dem Orient; von Eugen v. Kvassay. Es werden die ausgeführten Regelungsarbeiten, besonders die der Donaustrecke am eisernen Tor mitgeteilt. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 513.)

Verlauf der Drucklinien in Sperr- und Stützmauern; von Wagner. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 525.)

Kraftwerk an den Porjusfällen. Für die Aufstauung des im nördlichen Schweden gelegenen Stora Porjussel ist ein Werk erbaut, das sich aus Erddämmen

und Ueberfallstaumauern zusammensetzt. Zur Ermöglichung des Floßverkehrs ist eine durch ein Walzenwehr abgeschlossene Floßgasse vorgesehen. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 55.)

Mathis-Staudamm am Tallulah-River. Kurze Mitteilungen über den aus Eisenbeton hergestellten Staudamm, dessen größte Höhe 27,4 m beträgt. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 165.)

Talsperrenbau in Spanien; von Sommer. Eine bemerkenswerte Stauanlage wird gegenwärtig von der spanischen Regierung in Verbindung mit Schweizer Firmen am Pantano de la Peña in der Provinz Aragonien erbaut. Mit dem Namen Pantano de la Peña bezeichnet man einen seit dem Jahre 1910 bestehenden Stausee, der im Fluß Gallego nahe dem Orte la Peña durch eine rd. 45 m hohe Staumauer gebildet wird. Dieser Stausee dient dazu, das Hochwasser des Gallego aufzuspeichern, um es in der trockenen Zeit zur Feldbewässerung der Provinz Aragonien abzugeben, zu welchem Zweck ein bis in die Nähe von Saragossa führender Kanal erbaut worden ist. Da nun der nutzbare Inhalt dieses Beckens sich nicht als ausreichend für die Landwirtschaft erwiesen hat, wird beabsichtigt, den nutzbaren Stauraum mit verhältnismäßig geringen Kosten erheblich zu vergrößern, ohne daß das Hochwasser höher gestaut wird als bisher. Zu diesem Zweck soll der bestehende Hochwasserüberlauf durch selbsttätige Stauklappen nach der Anordnung der „Stauwerke A.-G.“ in Zürich abgeschlossen werden, die sich infolge einfacher Wechselwirkung zwischen Wasserdruck und Gegengewicht ohne weiteres Zutun von selbst so einstellen, daß der Oberwasserspiegel auf normaler Höhe gehalten wird. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, Bd. II, S. 261.)

Das Stauwehr bei Vissoye des Elektrizitätswerks der Gemeinde Siders; von Ing. K. A. Breuer. Die Anlage, die an Stelle eines alten gebrochenen Wehrs in der Navizenca im Kanton Wallis in kurzer Zeit erbaut werden mußte, besteht aus einem festen massiven Ueberlaufwehr, aus dem auf dem linken Ufer gelegenen Einlaufbauwerk nebst Rechen und dem auf dem rechten Ufer angeordneten Wasserschloß nebst anschließender Druckleitung. Die Verbindung zwischen Einlaßbauwerk und Wasserschloß ist durch drei im Wehrkörper eingelagerte Rohre bewirkt. Die eigenartige Anordnung, die durch die örtlichen Verhältnisse bedingt wurde, wird beschrieben, ebenso kurz die Bauart des während der Bauzeit vorhandenen hölzernen Hilfsstauwerks. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 216.)

Kraftwerk an der Vièze bei Monthey; von Ing. L. Kürsteiner. Die bei Monthey im Kanton Wallis gelegene Anlage, bestehend aus einem massiven Wehr nebst Einlaßbauwerk, dem durch das Gebirge getriebenen Zulaufstollen nebst Wasserschloß und der Druckleitung nebst Kraftwerk wird beschrieben. — Mit Abb. (Schweiz. Bauz. 1916, I, S. 291.)

Stand des Ausbaues der preußischen Wasserstraßen. Kurze Mitteilungen über die geschichtliche Entwicklung des Ausbaues und seinen augenblicklichen Stand. (Deutsche Bauz. 1916, S. 123.)

Großschiffahrtsweg Rhein-Donau-Schwarzes Meer. Nach einer von der Stadt Wien verfaßten Denkschrift werden die Vorteile besprochen, die von dem Ausbau der Wasserstraße für die wirtschaftliche Entwicklung der Mittelmächte nach dem Kriege zu erwarten sind. (Deutsche Bauz. 1916, S. 202.)

Das fehlende Schlußstück des Mittelland-Kanals. Nach der von Havestadt und Contag verfaßten Denkschrift wird die Frage vom technischen und wirtschaftlichen Standpunkt besprochen, auch werden die Vor- und Nachteile der beiden vorgeschlagenen Linienführungen erörtert. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1916, S. 229 u. 257.)

Talsperren-Dammbruch an der Weißen Desse im Isergebirge am 18. September 1916; von Ott und Marquardt. Nach Mitteilungen über die wasserwirtschaftlichen Verhältnisse des Einzugsgebiets und die Bauart des Dammes werden die mutmaßlichen Ursachen des Dammbruchs eingehend besprochen. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1916, S. 491; vgl. auch 1916, S. 417; Schweiz. Bauz. 1916, Bd. II, S. 185, 242, 313 und Z. f. d. gesamte Wasserwirtschaft 1916, S. 169.)

Buhnenbauten unter Zuhilfenahme von Betonsenkwellen in der Donau unterhalb Ulms zur Beseitigung einer Stromschnelle (s. 1917, S. 158); von Göller. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1916; Mitt. über Zement, Beton- und Eisenbetonbau, S. 113; vgl. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 442 und Z. f. d. gesamte Wasserwirtschaft 1916, S. 19.)

Vorschlag zu einer neuen Talsperren-Anordnung; von Groh. Zur Verringerung der für Schwermauern aufzuwendenden sehr erheblichen Kosten wird eine Anordnung vorgeschlagen, die aus einzelnen durch Eisenbetonwände gebildeten Kammern besteht, die zur Erzielung des nötigen Gewichts mit Sand und Abraummassen ausgefüllt werden sollen. Mit Rücksicht auf die verheerenden Wirkungen, die ein Dammbruch besonders bei einer größeren Sperre im Gefolge hat, wird man den Vorschlag mit aller Vorsicht aufnehmen müssen. (Deutsche Bauz. 1916, Mitt. über Zement, Beton- und Eisenbetonbau S. 140.)

Unterdükerung der Panke unter der städtischen Nordsüd-Schnellbahn zu Berlin (s. 1917, S. 152); von Eiselen. Der Düker ist aus Eisenbeton hergestellt und unabhängig von dem Schnellbahntunnel gegründet. Bei der Ausbildung ist die Forderung eines möglichst günstigen Wasserabflusses bei jeder Wasserführung und möglichster Vermeidung von Sinkstoffablagerung maßgebend gewesen. Der Querschnitt ist aus diesem Grunde in drei Teile getrennt, die mit der Steigung der Durchflußmengen erst nacheinander in Wirksamkeit treten, was durch Ueberfallschwellen in verschiedener Höhenlage erreicht ist. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1916, Mitt. über Zement, Beton- und Eisenbetonbau, S. 169.)

Neuere Beispiele von Talsperren in aufgelöster Bauweise. Eine Reihe in Amerika ausgeführter Mauern in aufgelöster Bauweise wird besprochen. — Mit Abb. (Deutsche Bauz. 1916, Mitt. über Zement, Beton- und Eisenbetonbau, S. 185.)

Die Weistritztalsperre im Schlesiertal bei Breitenhain in Schlesien. Durch eine Staumauer von 39 m größter Höhe über Talsohle wird ein Staubecken von 8 400 000 cbm Inhalt bei größter Füllung abgesperrt. Das Becken dient dem Hochwasserschutz und der Kraftausnutzung, welch letztere in einem $1^1/_2$ km weiter flußabwärts gelegenen Kraftwerk geschieht. Anlagen und Bauvorgang werden kurz beschrieben. — Mit Abb. (Z. f. d. gesamte Wasserwirtschaft 1916, S. 49.)

Beitrag zur Entwickelung des Talsperrenbaues; von Dipl.-Ing. Haller. Es werden die verschiedenen Standämme — Erddämme, Dämme aus Felspackung und Staumauern — und die Arten ihrer vorzugsweisen Anwendung besprochen. Verfasser kommt zu dem Schluß, daß bis zu 30 m Höhe im allgemeinen Erddämme, bis 45 m und bei Erdbebengefahr Dämme aus Felsschüttung mit Dichtung und bei größeren Höhen Mauern zweckmäßig auszuführen sind. — Mit Abb. (Z. f. d. gesamte Wasserwirtschaft 1916, S. 89.)

Saugüberfälle und selbsttätige Klappenwehre; von Dipl.-Ing. E. Treiber. Zur selbsttätigen Abführung der eine bestimmte Menge oder ein bestimmtes Stauziel übersteigenden Wassermassen kommen Saugüberfälle und selbsttätige Klappenwehre dann in Frage, wenn die Anordnung freier Ueberfälle Schwierigkeiten begegnet. Selbsttätige Klappenwehre eignen sich zur Einhaltung eines bestimmten Stauspiegels dann besser als Saugüberfälle, wenn es sich um die Ableitung sehr großer Wassermengen handelt, an deren Abführung durch Saugüberfälle aus wirtschaftlichen Gründen nicht mehr zu denken ist. Klappenwehre verdienen auch dann den Vorzug, wenn die Möglichkeit vorhanden sein muß, erhebliche Mengen von Treibzeug durch das betreffende Abschlußbauwerk zu bringen, oder wenn sich das stoßweise Arbeiten eines Saugüberfalles unliebsam bemerkbar machen würde. Verschiedene Arten von Saugüberfällen und eine in Norwegen zur Ausführung gekommene Anordnung einer selbsttätigen Klappe werden beschrieben. — Mit Abb. (Z. f. d. gesamte Wasserwirtschaft 1916, S. 129.)

Schleusenanlagen mit elektrischem Antrieb. In Leer, Bremen, Hamburg und am Wiener Donaukanal ausgeführte Anlagen dieser Art werden kurz beschrieben. (Z. f. d. gesamte Wasserwirtschaft 1916, S. 161.)

Großschiffahrtsstraße von Aschaffenburg bis Passau; von Ottmann. Kurze Mitteilungen. (Zentralbl. d. Bauverw. 1917, S. 92; Z. f. Binnenschiffahrt 1917, S. 19.)

Fortsetzung des Mittellandkanals von Hannover bis zur Elbe. In dem Bericht über eine in Magdeburg abgehaltene Versammlung werden die Vorzüge der südlichen Linie in technischer und wirtschaftlicher Beziehung besprochen. (Z. f. Binnenschiffahrt 1917, S. 2.)

Die Südlinie des Mittellandkanals in ihrer neuen Führung von Wulferstedt bis zur Elbe mit dem Stichkanal nach Halberstadt und dem Verbindungskanal zur Saale oberhalb Bernburgs. In Anlehnung an einen vom Baurat Contag gehaltenen Vortrag wird dessen neuer Entwurf mitgeteilt, auch werden seine Vorzüge gegenüber dem bisherigen hervorgehoben. — Mit Abb. (Z. f. Binnenschiffahrt 1917, S. 27.)

Binnenschiffahrt.

Schiffahrts- und Floßverkehr auf der österreichischen Donau von Passau bis Theben im Jahre 1914. (Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1916, S. 704.)

Betrieb auf neu zu bauenden Wasserstraßen unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse des Donau-Main-Kanals; von Flamm. Es werden die in Frage kommenden Betriebsarten miteinander verglichen und hierbei wird den Selbstfahrern und Schleppern vor der für den geplanten Donau-Main-Kanal vorgesehenen elektrischen Treidelei der Vorzug gegeben. (Z. f. Binnenschiffahrt 1917, S. 24.)

Zur Geschichte der Emsschiffahrt und der Entwürfe zur Herstellung eines Schiffahrtweges zwischen Rhein und Ems bis zur Mitte des 19. Jahrhunderts; von Dr. H. Knütermann. (Z. f. Binnenschiffahrt 1917, S. 32.)

Schiffahrtsverhältnisse auf dem Memelstrom; von Stadtbaurat Gauer. Es wird ein Ueberblick über die gesamten Verhältnisse des Memelstroms gegeben; besonders wird die Schiffahrt besprochen, wie sie jetzt betrieben wird. (Z. f. Binnenschiffahrt 1917, S. 45.)

Bücherschau.

Bei der Schriftleitung eingegangene, neu erschienene Bücher:

(In diesem Verzeichnis werden alle bei der Schriftleitung eingehenden Bücher aufgeführt; eine Besprechung einzelner Werke bleibt vorbehalten; eine Rücksendung der eingesandten Bücher findet nicht statt.)

Jahrbuch des hydrographischen Zentralbureaus im k. k. Ministerium für öffentl. Arbeiten. XIX. Jahrg. 1911. Wien 1914. Braumüller.

H. Schlüter. Die Schubsicherung der Eisenbetonbalken durch abgebogene Hauptarmierung und Bügel. Mit 40 Abb. Berlin 1917. Meusser. Pr. 2,40 M.

Max Ried, Ingenieur. Gegenwart und Zukunft der Elektrizitätswirtschaft in Deutschland und Oesterreich. Berlin-Wien 1917. Urban & Schwarzenberg. Pr. 3 M.

Dr. Mackowsky, Kgl. Baurat. Das niederdeutsche Bürgerhaus. Leipzig 1917. Arnd. Pr. 7,50.

Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands. Herausg. von der Preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde. Abflußjahr 1912, 1913. Berlin 1916. Mittler & Sohn.

Uebersichtskarte der deutschen Schiffahrtsstraßen mit Anschlußstrecken. 1:2000000. Bearb. im Ministerium der öff. Arbeiten. Berlin 1917. Gea.

Weyrauch, Prof. Dr.-Ing. R. Wasserversorgung der Ortschaften. Mit 79 Fig. 2. Aufl. Berlin, Leipzig 1916. Göschen. Pr. 1 M.

Danneel, Dr. H. Elektrochemie I. Theoret. Elektrochemie und ihre physikalisch-chemischen Grundlagen. Mit 16 Fig. 3. Aufl. Berlin, Leipzig 1916. Göschen. Pr. 1 M.

Knoch, Geh. Baurat A. Ein Wort für deutsche Architekten. Hannover 1917. Helwing. Pr. 1 M.

Berrer, Dr.-Ing. A. Die günstigste Form eiserner Zweigelenkbrückenbogen. Mit 7 Abb. und 7 Tafeln. München, Berlin 1916. Oldenbourg.

Müller, Prof. Dr. R. Leitfaden für die Vorlesungen über darstellende Geometrie. 3. Aufl. Mit 240 Abb. Braunschweig 1917. Vieweg & Sohn. Pr. geb. 8 M.

Wilda, Prof. H. Die Baustoffe des Maschinenbaues und der Elektrotechnik. Mit 15 Abb. 2. Aufl. Berlin Leipzig 1917. Göschen. Pr. 1 M.

Färber, Dr.-Ing. R. Der Gewölbebau. Neue Hilfsmittel für Berechnung und Bauausführung. Berlin 1916. Deutsche Bauzeitung. Pr. 2,80 M.

Emperger, Dr.-Ing. F. v. Versuche mit eingespannten Balken. Mit 77 Abb. und Tabellen. (Mitt. über Versuche, ausgeführt vom Eisenbetonausschuß, Heft 5.) Leipzig, Wien 1917. Deuticke. Pr. 5 M.

Breuer, A. Die Wohnungsfürsorge für kinderreiche Familien. Wien, Leipzig 1917. Anzengruber. Preis 0,80 M. Gesellsch. f. Heimkultur. Heimkultur deutsche Kultur. Dem deutschen Heere gewidmet.

Schultze-Naumburg, P. Der Bau des Wohnhauses. Bd. I. 233 S. mit 182 Abb. München 1917. Kunstwart-Verlag Callwey. Pr. 7,50 M.

H. Schlüter. Die Schubsicherung der Eisenbetonbalken durch abgebogene Hauptarmierung und Bügel nach Vorschrift der neuen Bestimmungen vom 13. Januar 1916. Mit

40 Abbildungen im Text und Zahlenbeispielen. Berlin 1917. Verlag von Hermann Meußer. Geheftet 2,40 M., gebunden 3,20 M.

Das kurz gefaßte Heftchen bringt eine Abhandlung über die aus den Schubspannungen stammenden Beanspruchungen und die danach erforderlichen Eiseneinlagen. Zunächst werden Spannungsverlauf und Armierung sowie Bauart und Berechnung der Schubsicherung besprochen. Weiterhin folgen Erörterungen über die statische und praktische Aufgabe der Bügel, über den Entwurf einfacher und kontinuierlicher Balken, über den Nachweis der Haftspannungen und über den Einfluß der Haken. Den Schluß bilden Zahlenbeispiele und ein Hinweis auf die Notwendigkeit, bei der Zugaufnahme die Mitwirkung des Betons von der Rechnung auszuschließen.

Der Verfasser hilft Klarheit über die neuen preußischen Bestimmungen vom 13. 1. 16 zu schaffen und zu weiteren Aufklärungen anzuregen. Wenn er aber nach Saliger und Mörsch den Gedanken des eisernen Strebenfachwerks benutzt, um die Schubwirkungen zu ermitteln, so muß im Gegensatz dazu an die Versuche von Luft erinnert werden. Diese haben gezeigt, daß sich gerade in der Richtung der gedachten ersten Druckstrebe sehr bald Risse zu bilden suchen, die demnach das Vorhandensein erheblicher Zugspannungen senkrecht zu dieser Strebenrichtung erkennen lassen. Diesen Spannungen muß nahe dem Auflager durch Aufbiegen von Eisen in dichterem Abstand, als dem Strebensystem oder wenigstens dem einfachen Strebensystem entsprechen würde, Rechnung getragen werden.

Michel.

Kleine Mitteilungen.

Angelegenheiten des Vereins.

Versammlungsberichte.

Vereinsversammlung am 24. Oktober 1917.
Vorsitzender: Herr Schleyer. Schriftführer: Herr Mohr.
Anwesend: 38 Mitglieder und Gäste.

Der Vorsitzende teilt mit dem Ausdruck des Bedauerns mit, daß Geh. Baurat Dr. C. Wolff sein Amt als Verbandsdirektor aus Gesundheitsrücksichten niedergelegt hat. — Das Ersuchen des Vorstandes der Deutschen Vaterlandspartei, der Verein möge ihr als korporatives Mitglied beitreten, soll auf die Tagesordnung einer der nächsten Versammlungen gesetzt werden, desgleichen das vom Verbande an die Einzelvereine weitergegebene Ersuchen des „U-Boots-Vereins" um Beteiligung an dessen Tätigkeit. — Auf Grund des Berichtes des Herrn Prof. Siebern über die ablehnende Stellung des Denkmalpflegetages zu Augsburg gegenüber dem Antrage des Prof. Schütte (Hildesheim), betreffend die Errichtung eines deutschen Baumuseums, ist der Verein der Ansicht, daß er vorläufig keine Veranlassung hat, sich weiter mit der Angelegenheit zu befassen. — Es folgt der Vortrag des Herrn Geh. Baurat Prof. Mohrmann über „Die baltischen Lande und ihre Baukunst". Nach einem geographischen, ethnographischen und wirtschaftlichen Ueberblick behandelt der Vortragende im Zusammenhange mit der Geschichte der baltischen Lande und an Hand zahlreicher Lichtbilder nach meist eigenen Aufnahmen die Baugeschichte und Baudenkmäler von Kurland, Livland und Estland, die er aus eigener Anschauung infolge seiner 5jährigen Tätigkeit in Riga kennt. Die erste (nicht mehr erhaltene) Kirche wurde 1185 dicht bei Uexküll gegründet, 1201 Riga (bald darauf auch dessen Dom), 1202 der Schwertbrüderorden (1237 vereinigt mit dem Deutschritterorden), 1219 Reval, dann in rascher Folge im ganzen Lande hauptsächlich Burgen und Kirchen. Die Bauten sind in Anlehnung an Norddeutschland, von wo die Kolonisation ausging (Bremen, Lübeck) in Backsteinen errichtet, auf den Inseln und in Estland auch in einem groben Kalkstein, der dort gebrochen wird. Die bedeutendsten Kirchen in Riga: 1. der Dom, 1215 begonnen, später umgebaut, Turmbekrönung 1776; 2. die Petrikirche, 1408 begonnen, Chorlösung wie in Dobberan und Schwerin, der barocke Turmhelm das Wahrzeichen der Stadt; 3. die Jakobikirche, 1426 begonnen, Zisterzienserbau. Die wichtigsten der überall im Lande verstreuten Ordens- und Bischofsschlösser: 1. Riga; 2. Wenden a. d. Aa, bereits 1207, später erweitert, festes Viereck mit Ecktürmen und Binnenhof sowie drei Vorburgen, durch Iwan den Schrecklichen zerstört; 3. Sägewold, 1207, befestigtes Ordensschloß, ihm gegenüber das Bischofsschloß Treiden (1210); 4. Reval. — Der anregende Vortrag wurde mit allseitigem Beifall dankbar aufgenommen. Schluß 10 Uhr.

Vereinsversammlung am 14. November 1917.
Vorsitzender: Herr Schleyer. Schriftführer: Herr Schütz.
Anwesend: 14 Mitglieder, 1 Gast.

Der Vorsitzende begrüßt die Erschienenen, besonders unser neues Mitglied Frl. Pfeiffer, mit der zum ersten Male eine Dame an unseren Sitzungen teilnimmt. — Herr Landesbaurat Quensell bietet eine große Reihe von Bänden der Vereinszeitschrift zu mäßigem Preise an. — Der erneute Antrag des Prof. Schütte (Hildesheim), der Verein möge sich für seine Gründung interessieren, die er nunmehr „Niedersächsisches Baumuseum" genannt wissen will, findet keinen Anklang (vgl. Sitzung vom 24. Oktober 1917). — Dem Vorschlage des Verbandsvorstandes, den Regierungsbaumeister a. D. Eiselen (Berlin) in das Amt des Verbandsdirektors vorbehaltlich endgültiger Regelung der Sache vorläufig zu wählen, wird zugestimmt unter Anerkennung der Dringlichkeit und unter der Voraussetzung, daß die Verwaltungskosten des Verbandes tunlichst niedrig bleiben. — Auf die Anregung des Vorsitzenden, für sein Amt eine Neuwahl vorzunehmen, wird es für wünschenswert gehalten, während des Krieges keine Aenderung in der Vereinsleitung vorzunehmen, und demgemäß wird der Vorsitzende gebeten, sein Amt weiter zu führen, wozu er sich unter allseitigem Beifall wieder bereit erklärt. — Der Verein soll der Deutschen Vaterlandspartei als korporatives Mitglied mit 10 M. Jahresbeitrag beitreten; als sein Vertreter in der hiesigen Ortsgruppe wird Herr Schleyer abgeordnet. — Ferner soll sich der Verein an der Tätigkeit des Deutschen U-Boots-Vereins beteiligen, mit dem Herr Hotopp als unser Vertreter, wenn nötig noch der Vorsitzende, in Verbindung treten wird. — Hierauf folgt der Vortrag des Herrn Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. Hotopp über „Fehlgriffe und Mißerfolge im Eisenbetonbau; Vorschläge für Neuerungen in Konstruktion und Berechnung" mit interessanten Angaben über seine Versuche mit sog. „Feineisenbeton", bei dem die üblichen Eiseneinlagen teilweise durch fein verteilte kurze Einlagen ganz dünnen Drahtes ersetzt wurden. Mit Dank an den Redner und mit der Bitte, dem Verein die weiteren Ergebnisse der Forschung gelegentlich mitzuteilen, wird die Sitzung um $10^3/_4$ Uhr geschlossen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Professor W. Schleyer.

Alphabetische Inhaltsangabe.

Band LXIII. — Jahrgang 1917.

Sach- und Namen-Verzeichnis.

Die Originalbeiträge sind durch ein vorgesetztes * bezeichnet.

F.

G.

T.

Preisausschreiben.

Auf Beschluß des **Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen** werden hiermit Geldpreise im Gesamtbetrage von 30000 Mark zur allgemeinen Bewerbung öffentlich ausgeschrieben, und zwar:

A) für Erfindungen und Verbesserungen, die für das Eisenbahnwesen von erheblichem Nutzen sind und folgende Gegenstände betreffen:

I. die baulichen Einrichtungen und deren Unterhaltung,
II. den Bau und die Unterhaltung der Betriebsmittel,
III. die Signal- und Telegrapheneinrichtungen, Stellwerke, Sicherheitsvorrichtungen und sonstigen mechanischen Einrichtungen,
IV. den Betrieb und die Verwaltung der Eisenbahnen;

B) für hervorragende schriftstellerische Arbeiten aus dem Gebiete des Eisenbahnwesens.

Die Preise werden im Höchstbetrage von 7500 Mark und im Mindestbetrage von 1500 Mark verliehen.

Die Bedingungen für den Wettbewerb sind folgende:

1. Nur solche Erfindungen und Verbesserungen, die ihrer Ausführung nach, und nur solche schriftstellerischen Werke, die ihrem Erscheinen nach in die Zeit

   vom 1. April 1913 bis 31. März 1919

   fallen, werden bei dem Wettbewerbe zugelassen.
2. **Jede Erfindung oder Verbesserung muss, bevor sie zum Wettbewerb zugelassen werden kann, auf einer dem Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen angehörenden Eisenbahn ausgeführt und der Antrag auf Erteilung eines Preises durch diese Verwaltung unterstützt sein. Gesuche zur Begutachtung oder Erprobung von Erfindungen oder Verbesserungen sind nicht an die Geschäftsführende Verwaltung des Vereins, sondern unmittelbar an eine dem Verein angehörende Eisenbahnverwaltung zu richten.**
3. Preise werden für Erfindungen und Verbesserungen nur dem Erfinder, nicht aber dem zuerkannt, der die Erfindung oder Verbesserung zum Zwecke der Verwertung erworben hat, und für schriftstellerische Arbeiten nur dem eigentlichen Verfasser, nicht aber dem Herausgeber eines Sammelwerkes.
4. Die Bewerbungen müssen die Erfindung oder Verbesserung durch Beschreibung, Zeichnung, Modelle usw. so erläutern, daß über die Beschaffenheit, Ausführbarkeit und Wirksamkeit der Erfindungen oder Verbesserungen ein sicheres Urteil gefällt werden kann.
5. Die Zuerkennung eines Preises schließt die Ausnutzung oder Nachsuchung eines Patents durch den Erfinder nicht aus. Jeder Bewerber um einen der ausgeschriebenen Preise ist jedoch verpflichtet, die aus dem erworbenen Patente etwa herzuleitenden Bedingungen anzugeben, die er für die Anwendung der Erfindungen oder Verbesserungen durch die Vereinsverwaltungen beansprucht.
6. Der Verein hat das Recht, die mit einem Preise bedachten Erfindungen oder Verbesserungen zu veröffentlichen.
7. Die schriftstellerischen Werke, für die ein Preis beansprucht wird, müssen den Bewerbungen in zwei Druckexemplaren beigefügt sein, die zur Verfügung des Vereins bleiben.

In den Bewerbungen muß der Nachweis erbracht werden, daß die Erfindungen und Verbesserungen ihrer Ausführung nach, die schriftstellerischen Werke ihrem Erscheinen nach derjenigen Zeit angehören, welche der Wettbewerb umfaßt.

Die Prüfung der eingegangenen Anträge auf Zuerkennung eines Preises sowie die Entscheidung darüber, an welche Bewerber und in welcher Höhe Preise zu erteilen sind, erfolgt durch den vom Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen eingesetzten Preisausschuß.

Die **Bewerbungen** müssen während des Zeitraumes

vom 1. Oktober 1918 bis 15. April 1919

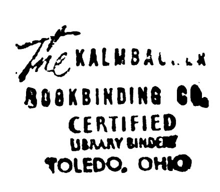
postfrei an die Geschäftsführende Verwaltung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen in Berlin W 9, Köthener Straße 28/29, eingereicht werden.

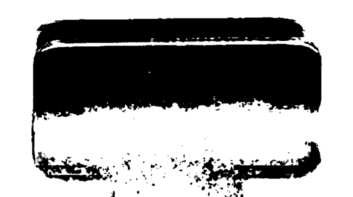
Die Entscheidung über die Preisbewerbungen erfolgt im Laufe des Jahres 1920.

Geschäftsführende Verwaltung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen.

Druck von Gebrüder Jänecke. Hannover

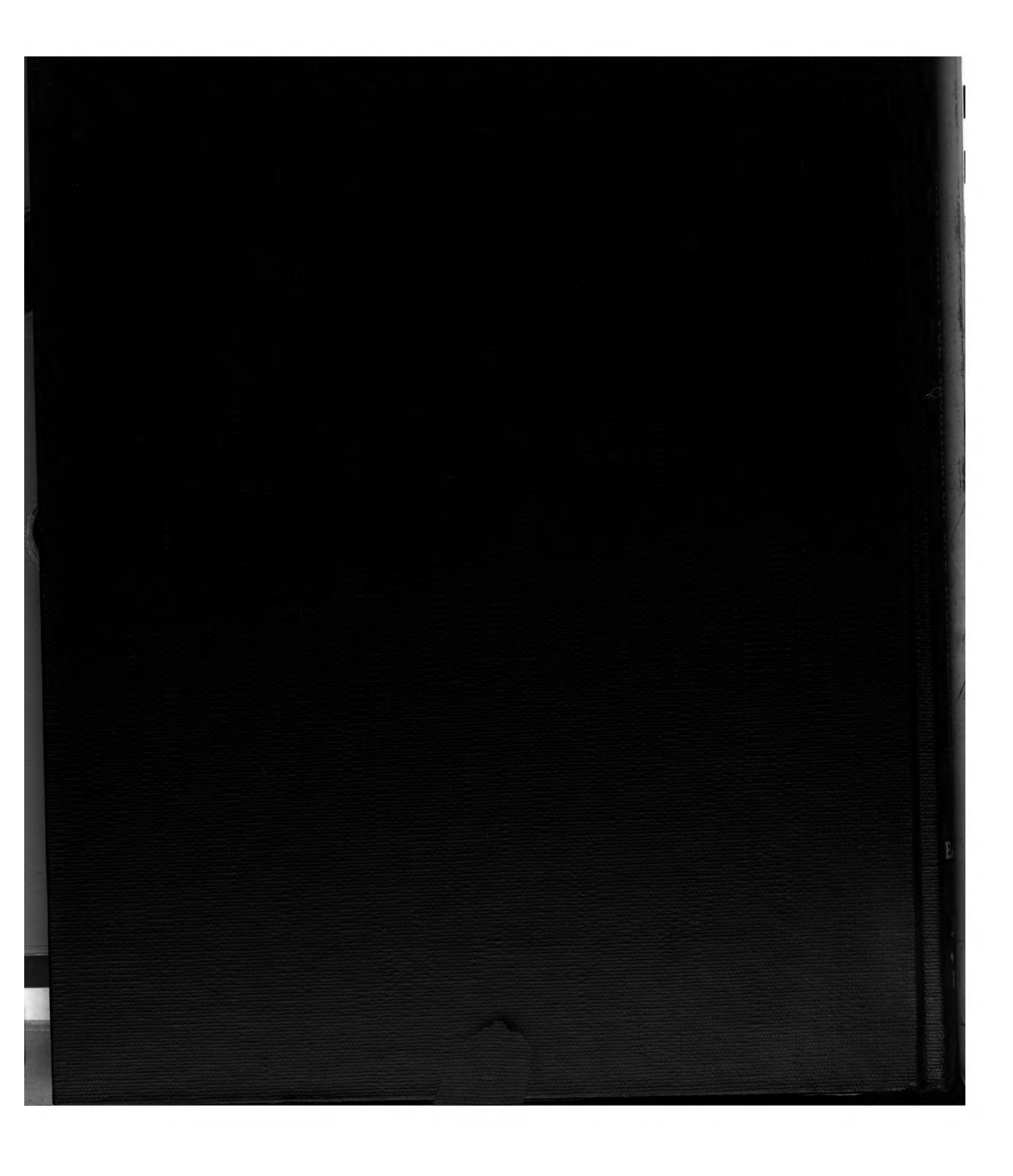

UNIVERSITY OF MICHIGAN
3 9015 02433 3257

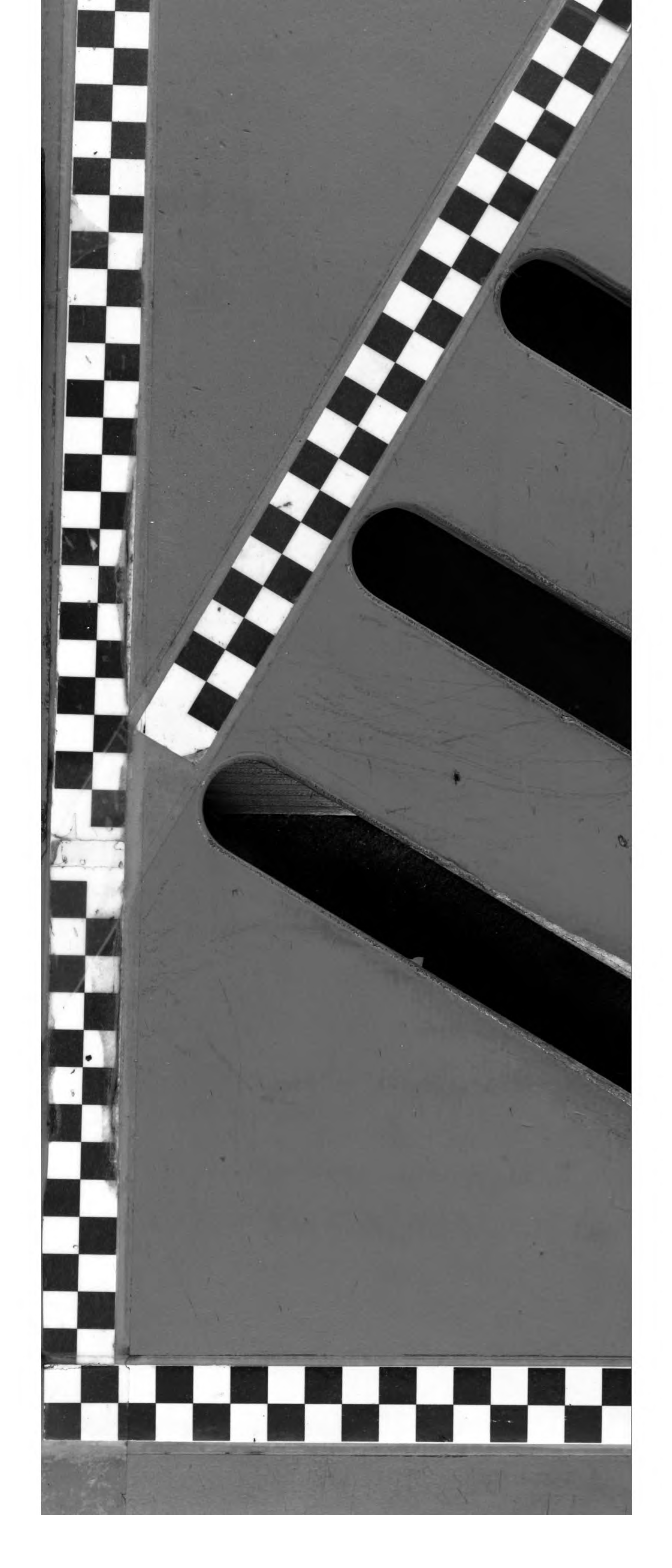

BOOKBINDING CO.
CERTIFIED
TOLEDO, OHIO

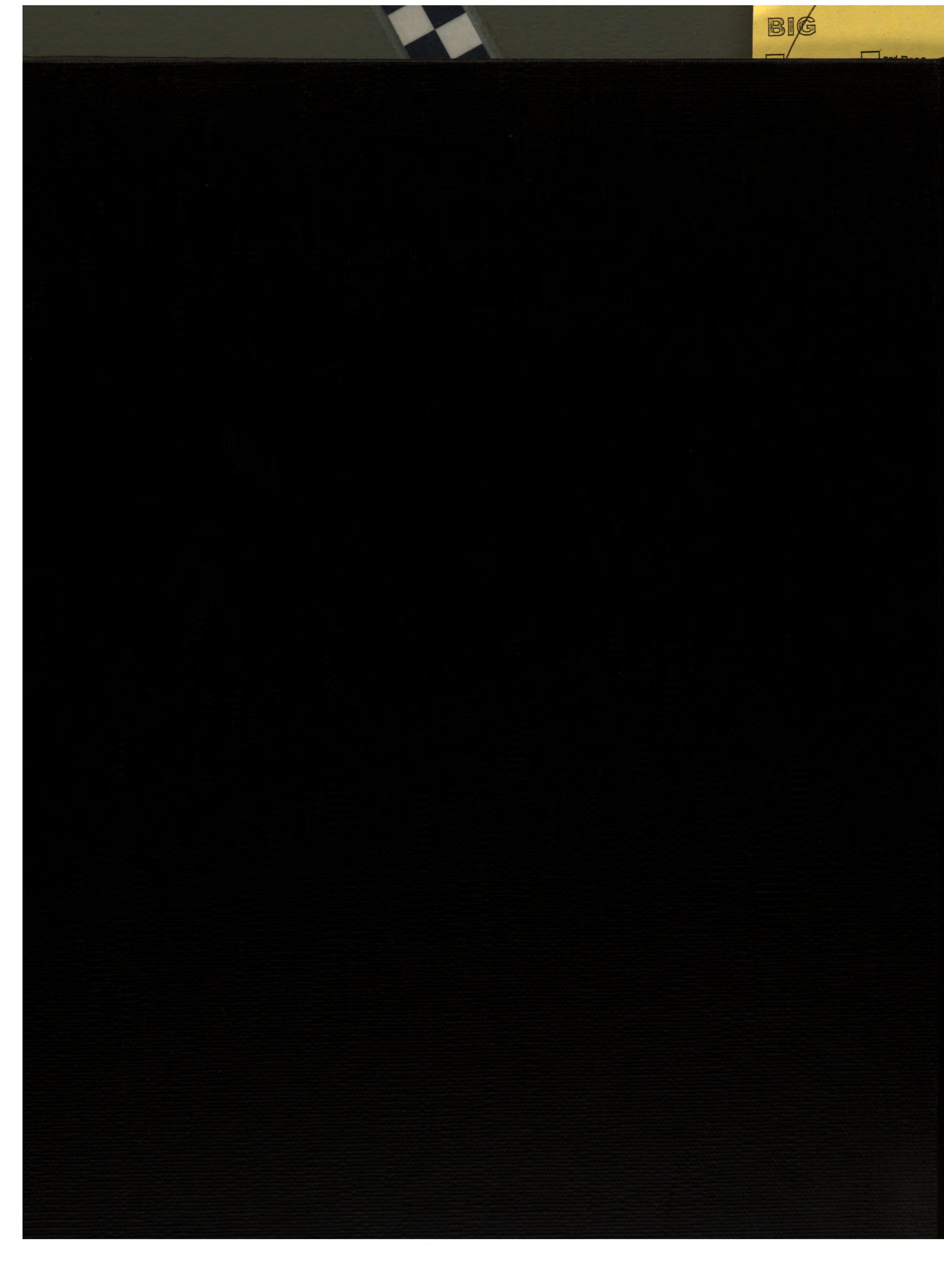



UNIVERSITY OF MICHIGAN
3 9015 02433 3257


BOOKBINDING CO.
CERTIFIED
LIBRARY BINDER
TOLEDO, OHIO






BIG